

# Zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton- balkenelementen unter besonderer Berücksichtigung der Bügelform

Nicholas Oliver Schramm

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

**Vorsitzender:** Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger

**Prüfer der Dissertation:**

1. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
2. Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
3. Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg

Die Dissertation wurde am 06.04.2021 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 06.08.2021 angenommen.



## Vorwort und Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM). Die der Arbeit zugrunde liegenden eigenen Versuche wurden größtenteils im Rahmen eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen geförderten Verbundforschungsvorhabens durchgeführt. Darüber hinaus wurden ergänzend Versuche für ein durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur und das Bayerische Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr gefördertes Forschungsvorhaben realisiert. Den Projektpartnern sei für die Finanzierung sowie gute Zusammenarbeit gedankt.

Mein außerordentlicher, herzlicher Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer, Ordinarius des Lehrstuhls für Massivbau der TUM, für die Anregung zu dieser Arbeit sowie die Möglichkeit sehr interessante (Forschungs-)Projekte bearbeiten zu dürfen. Besonders bedanken möchte ich mich bei ihm auch für das mir entgegengebrachte Vertrauen, insbesondere auch für die Konzeptionierung und Durchführung der „Kleinversuche“ im Rahmen meiner „dualen Promotion“, seine Loyalität, sein stets offenes Ohr für diverse Anliegen sowie zahllose Gespräche und Diskussionen. Die Zusammenarbeit hat mir stets sehr viel Spaß gemacht, nicht zuletzt weil der Humor fast nie gefehlt hat und wir in vielen Bereichen stets auf einer Wellenlänge waren.

Ebenfalls danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger, Inhaber des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau der RWTH Aachen, sowie Herrn Prof. Dr.-Ing. Uwe Willberg, Honorarprofessor der TUM, für die Übernahme des Koreferats und das Interesse an meiner Arbeit.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl. Wirt.-Ing. (NDS) Martin Mensinger danke ich recht herzlich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission. Ferner danke ich ihm für die Gründung des „TUM Institute of Advanced Nonsense“ (vgl. [Mensinger, 2006]) sowie sein großes Interesse an der hochwissenschaftlichen Koniferenforschung.

Außerdem danke ich Herrn Prof. h. c. Dr.-Ing. Andor Windisch herzlich für die intensiven fachlichen Diskussionen im Rahmen unserer gemeinsamen Bier-Runden und die kritische Durchsicht des Manuskripts. Seine Art alles „vom Windisch zu verwehen“ hat mir geholfen meine Arbeit kritisch zu reflektieren. Köszönöm szépen!

Des Weiteren danke ich den Mitarbeitern des Materialprüfungsamtes und Laboratoriums für den konstruktiven Ingenieurbau der TUM sowie meinen studentischen Hilfskräften für die tatkräftige Unterstützung bei zahlreichen Labortätigkeiten. Mein besonderer Dank gilt hierbei Herrn Peter Huber und Herrn Thomas Numberger für ihren herausragenden Einsatz, meine „Gesellenausbildung“

und viele gemeinsame aufregende Stunden im Labor. Darüber hinaus danke ich Herrn Dipl.-Ing. Wolfgang Scheufler für die intensive Unterstützung bei der Programmierung der Versuchssteuerung.

Weiterer Dank gilt meinen Kollegen und Freunden am Lehrstuhl für Massivbau der TUM für die gemeinsame Zeit und viele interessante fachliche und weniger fachliche Diskussionen. Herzlich bedanken möchte ich mich diesbezüglich insbesondere bei den Herrn Sebastian Carl, M.Eng., Herrn Dipl.-Ing. (FH) Marcel Nowak, M.Sc., sowie Herrn Sebastian Thoma, M.Sc..

Ein großer Dank gilt ebenfalls meiner Familie für ihre stetige Unterstützung.

Schließlich bedanke ich mich von Herzen bei meiner Frau Sofie (M.Sc., SFI/IWE) für ihren stetigen Rückhalt, ihre große Unterstützung und ihren Lektoratsservice.

Nicholas Schramm  
München, April 2021

## Kurzzusammenfassung

Bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken treten in der Praxis häufig vor allem massive rechnerische Defizite für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung auf. In der Regel ist der Querkraftbewehrungsgrad für diese Bauwerke nach heutigem Stand der Technik sehr gering. Die Nachweisdefizite sind auf Veränderungen sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite, durch ständige Anpassungen und Modifikationen der Querkraftnachweisformate, in den letzten Jahrzehnten zurückzuführen. Im Zuge dessen änderten sich auch die Anforderungen an die konstruktive Durchbildung der Querkraftbewehrung, so dass sich bei älteren Stahl- und Spannbetonbrücken oftmals Bügelbewehrungsformen finden, die den heutigen normativen Forderungen nicht genügen und somit nicht für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Ansatz gebracht werden dürfen. Da in der Praxis jedoch oftmals keine mit den rechnerischen Defiziten korrelierende Schadensbilder, wie eine entsprechende Schubrissbildung, vorhanden sind, ist anzunehmen, dass die entsprechenden Brückenbauwerke über rechnerisch nicht berücksichtigte Tragreserven verfügen. Durch die Mobilisierung dieser Tragreserven über eine zutreffendere Beschreibung der Querkrafttragmechanismen kann in vielen Fällen auf aufwendige Ertüchtigungs- und Verstärkungsmaßnahmen verzichtet werden. Dies verdeutlicht die hohe volkswirtschaftliche Relevanz einer realitätsnahen Beurteilung des tatsächlichen Zustands von Bestandsbrücken.

Die Basis für die Entwicklung von Querkraftmodellen bilden entsprechende Versuche, die eine Kalibrierung ermöglichen. Mit Blick auf bisher durchgeführte und in der Literatur dokumentierte Querkraftversuche lässt sich jedoch feststellen, dass insbesondere für Spannbetonträger mit Durchlaufwirkung und veränderlicher Spanngliedgeometrie nur sehr wenige Versuche mit baupraktisch relevanten Querschnittsabmessungen vorliegen. Ferner finden sich nahezu keine gezielten experimentellen Untersuchungen zum Einfluss der Bügelform auf die Querkrafttragfähigkeit. Um die Datenbasis für die genannten Anforderungen zu erweitern, wurden im Rahmen dieser Arbeit 14 Versuche an Spannbetonträgerelementen mit vergleichsweise großen Querschnittsabmessungen durchgeführt. Hierbei wurde die Momenten-Querkraft-Interaktion im Bereich der Innenstütze eines Durchlaufträgers mit girlandenförmiger Spanngliedführung abgebildet und gezielte Untersuchungen insbesondere zum Einfluss der Bügelform sowie allgemein des Querkraftbewehrungsgrades, aber auch zur Verifizierung der einzelnen Querkrafttraganteile, angestellt. Um den ansonsten sehr hohen Aufwand bei der Durchführung von großformatigen Querkraftversuchen zu reduzieren und eine effiziente Versuchsdurchführung zu ermöglichen, wurde im Kontext der vorliegenden Arbeit ein neuartiges Versuchskonzept entwickelt und angewandt. Das Prinzip der „Substrukturtechnik“ ermöglicht es, durch eine entsprechende Berücksichtigung der Randbedingungen, die für das Versagen maßgebenden Trägerschnitte herausgelöst zu betrachten. Nach diesem Konzept lassen sich systematisch

Untersuchungen an großformatigen Trägerschnitten mit nahezu beliebigen Belastungszuständen bei vergleichsweise geringem Gesamtaufwand durchführen. Das Versuchskonzept wurde durch den Vergleich mit einem Referenzversuch an einem ganzen Träger sowie durch numerische Untersuchungen verifiziert. Ergänzend wurden Ausziehversuche durchgeführt, um die Ansätze für die Ermittlung der Verbundspannung von glattem Bewehrungsstahl nach Regelwerken für die Nachrechnung von Brücken zu überprüfen.

Durch den Einsatz von konventioneller sowie innovativer Messtechnik konnten die Lastabtragungsmechanismen der Querkraft genauer analysiert werden. Im Zuge der experimentellen Untersuchungen wurden hierbei insbesondere die Potentiale digitaler Bildkorrelation, zur Erfassung der genauen Risskinematik, sowie faseroptischer Sensoren, zur quasi-kontinuierlichen Messung der Dehnungen entlang von Querkraftbewehrungselementen, genutzt. Die Querkrafttraganteile sowie der Einfluss einer nicht normenkonform ausgeführten Querkraftbewehrung wurden auf Basis der Versuchsergebnisse detailliert analysiert. Hierbei wurde ein besonderes Augenmerk auf das Verbundverhalten der Bewehrung sowie der Spannglieder gelegt. Anhand des *Zuggurtmodells* wurden Zusammenhänge zwischen Schubrissöffnung und Stahlspannung abgeleitet, für verschiedene Bügelformen erweitert und anhand der Versuche überprüft.

Auf Basis der Versuche sowie aufgezeigter theoretischer Grundlagen wurde ein vereinfachter, zum bisherigen Nachweiskonzept konformer Ansatz entwickelt, der die Anrechnung verschiedener nicht normenkonformer Bügelformen auf den Querkraftwiderstand erlaubt. Des Weiteren wurde im Rahmen dieser Arbeit ein neuer Ansatz für ein mechanisches Querkraftmodell für Spannbetontträger von Bestandsbrücken entwickelt. Dieser basiert auf Annahmen zur Geometrie und Kinematik des Biegeschubrisses und teilt den freigeschnittenen Körper in Lamellen auf. Demgemäß werden die Gleichgewichts- sowie Kompatibilitätsbeziehungen am Biegeschubriss in Abhängigkeit von Freiwerten der Rissgeometrie formuliert. Das Modell ermöglicht eine vollständige Erfassung der Interaktion von Normalkraft, Biegemoment und Querkraft sowie des Einflusses des Verbundverhaltens auf den Querkraftwiderstand. Nach dem Modell wird der Betontraganteil des Querkraftwiderstands größtenteils der Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone zugeschrieben, wobei diese über ein biaxiales Versagenkriterium beschrieben wird. Des Weiteren werden die Querkrafttraganteile der Bügelbewehrung, der Vorspannung unter Berücksichtigung eines Spannkraftzuwachs, der Dübelwirkung der Längsbewehrung sowie direkter Druckstreben berücksichtigt. Ein Vergleich der experimentell ermittelten Querkraftwiderstände mit den nach dem Modell errechneten Querkrafttragfähigkeiten zeigt eine sehr gute Übereinstimmung.

## Abstract

For the reassessment of prestressed concrete bridges, massive calculated deficits often occur in practice, especially for the design of the shear capacity in longitudinal direction. Generally, the shear reinforcement ratio for these structures is very low compared to current standards. The calculated deficits can be explained by both, changes in the load approaches and changes on the resistance side, through constant adaptations and modifications of the shear design models, in the last decades. In course of this, the detailing of shear reinforcement has also changed, such that for older reinforced and prestressed concrete bridges often stirrup types that do not meet the current normative requirements can be found. These stirrups may not be taken into account for the design of the shear capacity. However, since in practice there are often no damage patterns correlating with the calculated deficits, such as corresponding crack patterns, it can be assumed that the corresponding bridge structures have load-bearing reserves that have not been taken into account for the design. By mobilising these reserves through a more accurate description of the shear force bearing mechanisms, costly retrofitting and strengthening measures can be avoided in many cases. This illustrates the high economic relevance of a realistic assessment of the actual condition of existing bridges.

The basis for the development of shear models is provided by corresponding tests that enable their calibration. However, with regard to shear tests carried out so far and documented in the literature, it can be stated that only very few tests with cross-sectional dimensions of practical relevance are available, especially for continuous prestressed concrete girders with a variable tendon geometry. Furthermore, there are almost no specific experimental investigations on the influence of stirrup types on the shear capacity. In order to expand the data basis for the requirements mentioned, 14 tests were carried out on prestressed concrete beam elements with comparatively large cross-sectional dimensions within the scope of this work. Thereby, the moment-shear force interaction in the area of the inner support of a continuous girder with garland-shaped tendon alignment was reproduced and specific investigations were carried out, in particular on the influence of the stirrup type as well as generally on the influence of the shear reinforcement ratio, but also for the verification of the different shear force bearing components. In order to reduce the usually very high effort in carrying out large-scale shear tests and to enable an efficient testing procedure, an innovative test concept was developed and applied in the context of the present work. The principle of the „substructure technique“ makes it possible to consider only the beam sections that are decisive for the failure in a detached way by taking the boundary conditions into account. According to this concept, systematic investigations can be carried out on large-scale beam sections with almost any loading conditions at comparatively low overall effort. The test concept was verified by comparison with a reference test on a whole girder and by numerical investigations. In addition, pull-out tests were carried out to

check the approaches for determining the bond stress of smooth reinforcing steel according to design standards used for the reassessment of bridges.

By using conventional as well as innovative measuring techniques, the load transfer mechanisms of the shear force could be analysed more precisely. In course of the experimental investigations, the potential of digital image correlation, for recording the exact crack kinematics, and fibre-optic sensors, for a quasi-continuous measurement of the strain along the shear reinforcement elements, were used in particular. The shear force bearing components as well as the influence of no longer permitted stirrup types on the shear capacity were analysed in detail on the basis of the test results. Special attention was paid to the influence of the bond behaviour of the reinforcement and the tendons. On the basis of the *tension chord model*, correlations between shear crack width and steel stress were derived, extended for different stirrup types and verified on the basis of the tests.

On the basis of the experimental investigations and the theoretical principles presented, a simplified approach for the creditability of different no longer permitted stirrups types, which conforms to the current design concept, was developed. Furthermore, a new approach for a mechanical shear model for prestressed concrete girders of existing bridges was developed within the scope of this work. The model is based on assumptions on the geometry and kinematics of the flexural shear crack and divides the free body formed by the crack into lamellas. Accordingly, the equilibrium as well as compatibility relations at the flexural shear crack are formulated as a function of the unknowns of the crack geometry. The model allows a complete consideration of the interaction of normal force, bending moment and shear force as well as the influence of the bond behaviour on the shear resistance. According to the model, the shear force bearing component of the concrete is mainly attributed to the shear force bearing capacity of the concrete compression zone, which is described by a biaxial failure criterion. Furthermore, the shear force bearing components of the stirrups, the prestressing as well as an increase of the prestressing force, the dowel effect of the longitudinal reinforcement and the direct compression struts are taken into account. A comparison of the experimentally determined shear resistances with the shear capacities calculated according to the model shows a very good agreement.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Vorwort und Danksagung</b>	<b>III</b>
<b>Kurzzusammenfassung</b>	<b>V</b>
<b>Abstract</b>	<b>VII</b>
<b>Symbole und Abkürzungen</b>	<b>XIII</b>
<b>1 Einleitung</b>	<b>1</b>
1.1 Veranlassung . . . . .	1
1.2 Problemstellung . . . . .	4
1.3 Zielsetzung und Übersicht . . . . .	6
1.4 Abgrenzung . . . . .	7
<b>2 Stand der Kenntnisse und Grundlagen</b>	<b>9</b>
2.1 Allgemeines . . . . .	9
2.2 Analytische Grundlagen des Querkrafttragverhaltens . . . . .	9
2.2.1 Beschreibung des Spannungszustandes in einem ungerissenen Schubfeld . . . . .	9
2.2.2 Beschreibung des Spannungszustandes in einem gerissenen Schubfeld . . . . .	13
2.3 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonträgern . . . . .	15
2.3.1 Allgemeines . . . . .	15
2.3.2 Querkraftbewehrung . . . . .	15
2.3.3 Bruchprozesszone . . . . .	17
2.3.4 Dübeltragwirkung . . . . .	20
2.3.5 Rissreibung und -verzahnung . . . . .	24
2.3.6 Vorspannung . . . . .	29
2.3.7 Direkte Druckstreben . . . . .	30
2.3.8 Betontraganteil der Druckzone . . . . .	34
2.3.9 Versagensarten . . . . .	38
2.3.10 Querkraftmodelle . . . . .	40
2.4 Verbundverhalten von Querkraftbewehrung und Spanngliedern . . . . .	51
2.4.1 Grundlagen des Verbundverhaltens von Stahl und Beton . . . . .	51
2.4.2 Vereinfachte analytische Beschreibung des Verbundverhaltens auf Basis des Zuggurtmodells . . . . .	57
2.4.3 Erweiterung des Zuggurtmodells für nicht ausreichend verankerte Bügelbewehrung	60

2.5	Einfluss der Geometrie von Querkraftbewehrung . . . . .	66
<b>3</b>	<b>Experimentelle Untersuchungen</b>	<b>71</b>
3.1	Allgemeines . . . . .	71
3.2	Anwendung der Substrukturtechnik für Querkraftversuche . . . . .	72
3.2.1	Hintergrund . . . . .	72
3.2.2	Konzeption eines Versuchsstandes . . . . .	73
3.2.3	Versuchsaufbau und -ablauf . . . . .	75
3.2.4	Lasteinleitung und Konstruktionsdetails . . . . .	80
3.3	Validierung der Querkraftversuche an Substrukturen . . . . .	82
3.3.1	Allgemeines . . . . .	82
3.3.2	Vergleich der Substruktur-Versuche mit Referenzversuchen . . . . .	82
3.3.3	Ergänzende numerische Untersuchungen zu Einflüssen der Substrukturtechnik	85
3.4	Querkraftversuche an Spannbetonträger-elementen . . . . .	90
3.4.1	Versuchsprogramm . . . . .	90
3.4.2	Versuchsträger . . . . .	92
3.4.3	Materialeigenschaften . . . . .	95
3.4.4	Versuchsdurchführung . . . . .	96
3.4.5	Messtechnik . . . . .	97
3.5	Ergebnisse der Querkraftversuche . . . . .	98
3.5.1	Allgemeines . . . . .	98
3.5.2	Last-Verformungsverhalten, Bruchlasten und Bauteilversagen . . . . .	99
3.5.3	Rissbildung . . . . .	102
3.5.4	Dehnungsverhalten der Bügelbewehrung . . . . .	108
3.6	Ausziehversuche mit glattem Betonstahl . . . . .	119
3.6.1	Allgemeines . . . . .	119
3.6.2	Beschreibung der Versuchsserie . . . . .	119
3.6.3	Ergebnisse und Erkenntnisse der Versuche . . . . .	122
3.6.4	Vergleich der ermittelten Verbundspannungen . . . . .	131
3.6.5	Schlussfolgerungen für die Anrechenbarkeit nicht normgemäßer Bügelbewehrung	133
3.7	Analyse des Tragverhaltens . . . . .	134
3.7.1	Allgemeines . . . . .	134
3.7.2	Einfluss nicht normenkonformer Querkraftbewehrungsformen . . . . .	134
3.7.3	Risskinematik . . . . .	136
3.7.4	Rissreibung und Dübelwirkung der Querkraftbewehrung . . . . .	139
3.7.5	Zusammenhang zwischen Schubrissbreite und Bügeldehnung . . . . .	146
3.7.6	Zusammenhang zwischen Schubrissbreite und Spannstahldehnung . . . . .	148
3.7.7	Einfluss der Querschnittsform . . . . .	150
3.8	Vergleich mit vorhandenen normativen Bemessungsansätzen . . . . .	152

---

<b>4</b>	<b>Entwicklung von Ingenieurmodellen</b>	<b>159</b>
4.1	Vereinfachter Ansatz für die Anrechenbarkeit nicht normenkonformer Bügelbewehrung	159
4.1.1	Allgemeines . . . . .	159
4.1.2	Ansatz des Schubbrisswinkels . . . . .	159
4.1.3	Nachweisführung für unterschiedliche Bügelformen . . . . .	162
4.1.4	Anwendung bei glattem Betonstahl . . . . .	168
4.1.5	Interaktion zwischen Querkraft und Torsion . . . . .	169
4.1.6	Vergleich mit den Ergebnissen der eigenen Versuche . . . . .	170
4.1.7	Anwendungsbeispiel . . . . .	172
4.2	Entwicklung eines mechanisch begründeten Querkraftmodells für Bestandsbrücken .	177
4.2.1	Allgemeines und Eingrenzung . . . . .	177
4.2.2	Prämissen der Modellvorstellung . . . . .	178
4.2.3	Konzept des „Biegeschubriss-Lamellenmodells“ (BSRLM) . . . . .	179
4.2.4	Schubrisskinematik/Kompatibilitätsbedingungen . . . . .	182
4.2.5	Berücksichtigte Querkrafttraganteile . . . . .	187
4.2.6	Konstitutive Gesetze zur Ermittlung der Querkrafttraganteile . . . . .	196
4.2.7	Gleichgewichtsbedingungen am freigeschnittenen Körper . . . . .	197
4.2.8	Berechnungsablauf für die iterative Ermittlung des Gleichgewichtszustandes .	198
4.3	Vergleich des Ansatzes mit Versuchsergebnissen . . . . .	200
4.4	Sensitivitätsanalyse zu ausgewählten Einflussfaktoren . . . . .	204
<b>5</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>211</b>
5.1	Zusammenfassung . . . . .	211
5.2	Ausblick . . . . .	216
<b>A</b>	<b>Anhang: Versuchsergebnisse Querkraftversuche</b>	<b>217</b>
A.1	Anordnung der Messtechnik . . . . .	218
A.2	Versuch R1 . . . . .	219
A.3	Versuch R2 . . . . .	221
A.4	Versuch R3 . . . . .	225
A.5	Versuch R4 . . . . .	229
A.6	Versuch R5 . . . . .	233
A.7	Versuch R6 . . . . .	237
A.8	Versuch R7 . . . . .	241
A.9	Versuch R8 . . . . .	245
A.10	Versuch R9 . . . . .	249
A.11	Versuch R10 . . . . .	253
A.12	Versuch R11 . . . . .	256
A.13	Versuch PB1 . . . . .	260
A.14	Versuch PB2 . . . . .	264
A.15	Versuch PB3 . . . . .	268
A.16	Betonzusammensetzung . . . . .	272

A.17 Konstruktionszeichnungen . . . . .	274
A.18 Messstellen der Risskinematik . . . . .	281
A.19 Ergänzende Auswertungen der Risskinematik . . . . .	283
A.20 Ergänzende Auswertungen der Rissreibung . . . . .	284
<b>B Anhang: Versuchsergebnisse Ausziehversuche</b>	<b>287</b>
B.1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen . . . . .	287
B.2 Rauigkeitsprofile . . . . .	320
<b>C Anhang: Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen nach dem BSRLM</b>	<b>323</b>
C.1 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R1 . . . . .	324
C.2 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R2 . . . . .	325
C.3 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R3 . . . . .	326
C.4 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R4 . . . . .	327
C.5 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R6 . . . . .	328
C.6 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R7 . . . . .	329
C.7 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R8 . . . . .	330
C.8 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R9 . . . . .	331
C.9 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R10 . . . . .	332
C.10 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R11 . . . . .	333
C.11 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch PB1 . . . . .	334
C.12 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch PB2 . . . . .	335
C.13 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch PB3 . . . . .	336
C.14 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch DLT 1.1 . . . . .	XXI
<b>Abbildungsverzeichnis</b>	<b>XXIII</b>
<b>Tabellenverzeichnis</b>	<b>XXXI</b>
<b>Literaturverzeichnis</b>	<b>XXXIII</b>

# Symbole und Abkürzungen

## Lateinische Großbuchstaben

$A$	Faktor des Verbundgesetzes von Noakowski
$A_c$	Gesamtfläche des Betonquerschnitts
$A_p$	Querschnittsfläche der Spannglieder
$A_{pm}$	Querschnittsfläche der Spannstahllitze
$A_s$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
$A_{s,i}$	Querschnittsfläche eines Querkraftbewehrungselements
$A_{sw}$	Querschnittsfläche der Querkraft- und Torsionsbewehrung
$A_{gt,p}$	Gleichmaßdehnung des Betonstahls
$Bü$	Bügel
$C_f$	Faktor zur Berücksichtigung der Rissrauigkeit („aggregate effectivity factor“)
$E_c$	Elastizitätsmodul des Betons als Sekante
$E_{cm}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Betons als Sekante
$E_{c0}$	Elastizitätsmodul des Betons als Tangente
$E_{pm}$	Mittelwert des Elastizitätsmoduls des Spannstahls
$E_s$	(Mittelwert des) Elastizitätsmoduls des Betonstahls
$E_{sv}$	Verfestigungsmodul des Betonstahls
$F$	Kraft
$F_c$	(Resultierende der) Betondruckkraft
$F_p$	Vorspannkraft
$\Delta F_p$	Zuwachs der Vorspannkraft
$F_s$	(Resultierende der) Stahlzugkraft
$F_{sw}$	Kraft im Bügel in Axialrichtung
$G_f$	Bruchenergie
$I_v$	Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts aus Längsbewehrung und darunterliegender Betonfläche
$M$	Biegemoment
$M_{ext}$	äußeres Biegemoment
$\Delta M$	Inkrement des Biegemoments
$M_{cr}$	Rissmoment
$M_{Ed,max}$	maximaler Designwert des einwirkenden Biegemoments
$M_{Ext}$	äußeres einwirkendes Biegemoment

$M_{\max}$	maximales Biegemoment
$M_R$	theoretische Momententragfähigkeit
$M_{uV}$	Biegemoment bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit
$N$	Faktor des Verbundgesetzes von Noakowski, Normalkraft
$N_{\text{ext}}$	äußere einwirkende Normalkraft
$N_p$	Drucknormalkraft infolge Vorspannung
$R_a$	Arithmetischer Mittenrauwert
$R_z$	gemittelte Rautiefe
$T_{\text{Rd,sy}}$	Designwert des aufnehmbaren Torsionsmomentes durch die Torsionsbügelbewehrung
$V$	resultierende Querkraft
$V_{\text{ext}}$	äußere Querkraft
$V_{\text{ag}}$	Querkrafttraganteil infolge Rissreibung
$V_{\text{BPZ}}$	Querkrafttraganteil der Bruchprozesszone (Vertikalkomponente der an der Risspitze übertragbaren Spannungen)
$V_c$	Querkrafttraganteil der Betondruckzone (Vertikalkomponente der Betondruckkraft)
$V_{\text{dir}}$	Querkrafttraganteil direkter Druckstreben
$V_{\text{cr}}$	Rissquerkraft
$V_{\text{da}}$	Querkrafttraganteil aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung
$V_{\text{da,red}}$	Querkrafttraganteil aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung unter Berücksichtigung des Längsdehnungszustandes der Bewehrung
$V_p$	Querkrafttraganteil der Vorspannkraft (Eingangsvorspannung)
$V_{p,0}$	Querkrafttraganteil der Eingangsvorspannkraft
$V_{p,\text{ges}}$	Querkrafttraganteil der gesamten Vorspannung
$\Delta V_{B\ddot{u}}$	Differenz der experimentellen Bruchquerkraft zur Bruchquerkraft ohne Bügelbewehrung
$V_{\text{cr}}$	Schrägrisslast
$V_{\text{Ed}}$	Designwert der einwirkenden Querkraft
$V_{\text{Ed,max}}$	maximaler Designwert der einwirkenden Querkraft
$V_{\text{exp}}$	experimentell ermittelte Bruchquerkraft
$V_{\text{Ext}}$	äußere einwirkende Querkraft
$V_{\text{max}}$	Bruchquerkraft / maximale Querkraft
$V_{\text{mod}}$	Querkraftwiderstand nach Modell
$\Delta V_p$	Querkrafttraganteil des Zuwachses der Vorspannkraft
$V_{\text{Rd,c}}$	Designwert des Querkrafttraganteils der Rissreibung
$V_{\text{Rd,sy}}$	Designwert der Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
$V_{\text{Rd,sy,ad}}$	Designwert der Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung mit nicht DIN-Fachbericht konformen Formen
$V_{\text{Rm,sy}}$	Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung

$V_{Rm, sy, ad}$	Mittelwert der Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung mit nicht DIN-Fachbericht konformen Formen
$V_{sy}$	Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung
$W$	Widerstandsmoment

## Lateinische Kleinbuchstaben

$a$	Rippenhöhe
$a$	Schubspannweite / Abstand zwischen Momentennullpunkt und Einzellast bzw. Auflagerachse
$a_{sw}$	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung auf 1 m Länge bezogen
$a_3$	empirischer Faktor
$a_4$	empirischer Faktor
$a_x$	Abstand zwischen betrachtetem Schnitt und Momentennullpunkt in Trägerlängsachse
$b$	lichter Rippenabstand
$b$	Breite
$b_f$	Flanschbreite/Gurtbreite
$b_{V, eff}$	mitwirkende Breite des Gurtes bei Querkraftbeanspruchung
$b_w$	Stegdicke
$b(z)$	Querschnittsbreite in Abhängigkeit der Koordinate $z$
$c$	Druckzonenhöhe
$d$	statische Nutzhöhe
$d_g$	Größtkorndurchmesser
$d_s$	Stabdurchmesser
$f_{bd}$	Designwert der Verbundspannung
$f_c$	Betondruckfestigkeit
$f_{ck}$	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm}$	Mittelwert der Betonzylinderdruckfestigkeit
$f_{cd}$	Designwert der Betonzylinderdruckfestigkeit
$f_{cm, cube}$	Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit
$f_{cm, cyl}$	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit
$f_{ct, eff}$	effektive zentrische (Matrix-)Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctm}$	zentrische (Matrix-)Zugfestigkeit des Betons
$f_{ctm, sp, cyl}$	Mittelwert der Zylinderspaltzugfestigkeit
$f_{lc}$	einaxiale Druckfestigkeit des Betons
$f_{pm}$	Mittelwert der Zugfestigkeit des Spannstahls
$f_{pR}$	Rechenwert der Zugfestigkeit des Spannstahls
$f_{pm0,1}$	Mittelwert der 0,1 – %-Dehngrenze des Spannstahls
$f_{p0,1R}$	Rechenwert der 0,1 – %-Dehngrenze des Spannstahls
$f_R$	bezogene Rippenfläche
$f_t$	Zugfestigkeit des Beton- oder Spannstahls (allgemeingültig)

$f_{tm}$	Mittelwert der Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_{tR}$	Rechenwert der Zugfestigkeit des Betonstahls
$f_y$	Streckgrenze des Beton- oder Spannstahls (allgemeingültig)
$f_{ywd}$	Designwert der Streckgrenze des Betonstahls der Querkraftbewehrung
$f_{yd}$	Designwert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yk}$	charakteristischer Wert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{ym}$	Mittelwert der Streckgrenze des Betonstahls
$f_{yR}$	Rechenwert der Streckgrenze des Betonstahls
$h$	Höhe
$h_{Bü}$	Höhe der einseitig offenen Steckbügel
$h_{cr1}$	Höhe des ersten Rissabschnitts
$h_{cr2}$	Höhe des zweiten Rissabschnitts
$h_f$	Flanschhöhe/Gurthöhe
$k_{z,oB}$	Abminderungsfaktor für $T_{Rd,sy}$ zur Berücksichtigung nicht normenkonform ausgeführter offener Bügelbewehrung mit geraden Stabenden
$k_{z,zB}$	Abminderungsfaktor für $T_{Rd,sy}$ zur Berücksichtigung nicht normenkonform ausgeführter zweiteiliger Bügelbewehrung mit geraden Stabenden und unzureichender Übergreifungslänge
$l$	Länge
$l_b$	Verankerungslänge
$l_{b,Bü,net}$	Verankerungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach DIN-FB-102 [2009]
$l_{b,el}$	elastischer Anteil der Verankerungslänge
$l_{b,elb}$	elastischer Anteil der Verankerungslänge falls $l_f < l_{b,u}$
$l_{b,plast}$	plastischer Anteil der Verankerungslänge
$l_{BPZ}$	Länge der Bruchprozesszone
$l_{b,rqd}$	Grundmaß der Verankerungslänge des Betonstahls nach DIN-FB-102 [2009]
$l_{b,u}$	Verankerungslänge zur vollständigen Verankerung der resultierenden Stabkraft
$l_{cr1}$	horizontale Länge des ersten Rissabschnitts
$l_{cr2}$	horizontale Länge des zweiten Rissabschnitts
$l_{cr2,max}$	maximale horizontale Länge des zweiten Rissabschnitts
$l_{cr}$	gesamte horizontale Länge des (Biegeschub-)Risses
$l_{da}$	effektive Länge des elastisch gebetteten Stabes
$l_f$	Einbindelänge im Beton
$l_{f*}$	fiktive Einbindelänge im Beton zur Berücksichtigung des Einflusses von Haken am Stabende
$l_{f,v}$	Einbindelänge des vertikalen Bügelabschnitts im Beton
$l_{ges}$	Gesamtlänge
$l_{r,i}$	Länge des Schubrissabschnittes $i$



$l_{s,B}$	erforderliche Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach DIN-FB-102 [2009]
$l_{s,B,prov}$	vorhandene Übergreifungslänge der Bügelbewehrung
$n$	Zählindex/Anzahl
$n_{Bü,exp}$	Anzahl der voll aktivierten Bügel aus $\Delta V_{Bü}$
$n_{Bü,calc,m}$	Anzahl der voll aktivierten Bügel aus Berechnung mit Mittelwerten
$n_{Bü,calc,d}$	Anzahl der voll aktivierten Bügel aus Berechnung mit Designwerten
$n_l$	Anzahl der 7-drähtigen Litzen
$p_{bp}$	wirksamer Verbundumfang des Spannglieds
$r$	Verhältnis von Rissgleitung zu Rissweite
$s$	Rissgleitung
$s$	Schlupf
$s_{cr}$	Schubrissabstand
$s_w$	Abstand der Querkraft- oder Torsionsbügelbewehrung in Bauteillängsrichtung gemessen
$s^*$	Schlupf eines unzureichend verankerten Stabes
$s_0$	Schlupf am freien Stabende für eine gegebene Stahlspannung
$s_1$	Schlupf bei Erreichen der maximalen Verbundspannung
$s_i$	horizontaler Hebelarm der Bügelbewehrung bzw. deren Resultierender
$t$	Dicke
$t_{fl}$	Dicke des Flansches
$t_w$	Stegdicke
$u_c$	Verformung des Betons in Achsrichtung
$u_s$	Verformung des Stahls in Achsrichtung
$w$	Rissöffnung
$w_c$	kritische Rissöffnung, ab der der Riss als spannungsfrei gilt
$w_{cr}$	Rissöffnung des Dübelrisses
$w_o$	Verformung der äußersten gedrückten Betonfaser
$w_{spgl}$	Rissöffnung in Richtung der Spanngliedachse
$w_{sw}$	Rissöffnung in Richtung der Bügelbewehrungsachse
$y_p$	vertikaler Hebelarm des Spannstahls
$z$	innerer Hebelarm
$z_m^*$	Mittelwert des modifizierten inneren Hebelarms
$z_d^*$	Designwert des modifizierten inneren Hebelarms
$z_p$	innerer Hebelarm des Spannstahls

## Griechische Buchstaben

$\alpha_a$	Neigung eines Querkraftbewehrungselements gegenüber der Stabachse
$\alpha_a$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses von Haken auf die Verankerung

$\alpha_c$	Beiwert zur Berücksichtigung der effektiven Betonfestigkeit in Abhängigkeit eines mehraxialen Spannungszustandes (Querzugspannungen) sowie der Rissbildung
$\alpha_p$	Spanngliedneigung im Bereich des betrachteten Nachweisschnitts
$\beta_1$	Risswinkel des ersten Rissabschnitts
$\beta_2$	Risswinkel des zweiten Rissabschnitts
$\beta_{cc}$	Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Schubschlankheit bzw. direkter Druckstreben auf die Querkrafttragfähigkeit
$\beta_r$	Schubrisswinkel (Neigung gegen die horizontale Trägerachse)
$\beta_{r,i}$	Neigungswinkel des Schubrissabschnittes $i$ (Neigung gegen die horizontale Trägerachse)
$\beta_{r,Spgl}$	lokaler Schubrisswinkel im Schnittpunkt der Spanngliedachse (Neigung gegen die horizontale Trägerachse)
$\Delta$	Vertikalverschiebung der Längsbewehrung im Dübelriss
$\varepsilon$	Dehnung
$\varepsilon_c$	Längsdehnung im Beton
$\varepsilon_{c1}$	Betondehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit $f_{cm}$
$\varepsilon_{c1}$	Bruchdehnung/Bruchstauchung des Betons
$\varepsilon_{Ende}$	Dehnung am Ende des betrachteten Abschnitts
$\varepsilon_p$	Längsdehnung im Spannstahl
$\Delta\varepsilon_p$	Dehnungszuwachs im Spannstahl
$\varepsilon_o$	maximale Betonstauchung am gedrückten Querschnittsrand
$\varepsilon_s$	Längsdehnung im Betonstahl
$\varepsilon_{sy}$	Fließdehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{sym}$	Mittelwert der Fließdehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{su}$	Bruchdehnung des Betonstahls
$\varepsilon_{su,p}$	Bruchdehnung des Spannstahls
$\varepsilon_{yp}$	0,1-%-Dehngrenze des Spannstahls
$\varphi$	Rotation um die aktuelle Risspitze (Schubrotation)
$\lambda$	Schubschlankheit
$\mu$	Mittelwert
$\nu_{Ed}$	bezogene einwirkende Querkraft
$\nu_{Rd}$	bezogene Querkrafttragfähigkeit
$\nu_{Rd,c}$	bezogener Querkrafttraganteil der Rissreibung
$\nu_{Rd,max}$	bezogene Tragfähigkeit der Betondruckstrebe
$\nu_{Rd,sy}$	bezogene Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung
$\phi$	Rotationswinkel um Risspitze
$\sigma_{ag}$	aufnehmbare Normalspannung infolge Rissreibung
$\sigma_c$	Betonspannung
$\sigma_{cd}$	Designwert der Betonlängsspannung in der Schwerachse
$\sigma_{cp}$	Betonlängsspannung infolge Vorspannung in der Schwerachse

$\sigma_p$	Spannstahlspannung
$\Delta\sigma_p$	Zuwachs der Spanngliedspannung
$\eta_m$	Verhältniswert $n_{B\ddot{u},calc,m}/n_{B\ddot{u},exp}$
$\eta_d$	Verhältniswert $n_{B\ddot{u},calc,d}/n_{B\ddot{u},exp}$
$\sigma$	Standardabweichung
$\sigma_c$	Betondruckspannung
$\sigma_{pm0}$	Mittelwert der Spannstahlspannung unmittelbar nach dem Vorspannen
$\sigma_{pr}$	Kontaktspannung in Normalenrichtung
$\sigma_r$	im Riss übertragbare residuale Zugspannungen
$\sigma_s$	Längsspannung im (Beton-)Stahl
$\sigma_{s,i}$	Stahlspannung in einem Querkraftbewehrungselement
$\sigma_x$	Spannungen in Richtung der Stabachse
$\sigma_z$	Spannungen senkrecht zur Stabachse
$\sigma_{1,2}$	Hauptspannungen
$\tau_{ag}$	aufnehmbare Schubspannung infolge Rissreibung
$\tau_b$	mittlere Verbundspannung
$\tau_{b1}$	mittlere Verbundspannung der ideal starr-plastischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für $\sigma_s \leq f_y$
$\tau_{b2}$	mittlere Verbundspannung der ideal starr-plastischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für $\sigma_s > f_y$
$\tau_{pr}$	Kontaktspannung in Tangentialrichtung
$\tau_{max}$	maximale Verbundspannung
$\tau_{xz,max}$	maximal ertragbare vertikale Schubspannung
$\tau_0$	Grundwert der Schubspannung infolge Rissreibung
$\tau_{0,01}$	Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,01 mm
$\tau_{0,1}$	Verbundspannung bei einem Schlupf von 0,1 mm
$\tau_{1,0}$	Verbundspannung bei einem Schlupf von 1,0 mm
$\rho_l$	Längsbewehrungsgrad
$\rho_w$	Querkraftbewehrungsgrad
$\rho_{w,ct}$	mechanischer Querkraftbewehrungsgrad
$\rho_{w,min}$	Mindestquerkraftbewehrungsgrad
$\theta$	Hauptdruckspannungsrichtung/Druckstrebenneigungswinkel
$\omega_w$	mechanischer Querkraftbewehrungsgrad
$\omega_{w,min}$	mechanischer Mindestquerkraftbewehrungsgrad
$\xi$	Neigungswinkel der theoretischen direkten Druckstrebe zwischen Einzellast und Auflagerachse

## Weitere Zeichen, Abkürzungen und Symbole

$\varnothing$  Durchmesser (allgemeingültig)

$\varnothing_p$	Nenn Durchmesser der Spannstahlritze
$\varnothing_s$	Nenn Durchmesser des Bewehrungsstabs
BSRLM	Biegeschubbriss-Lamellenmodell
<i>CSCT</i>	Critical Shear Crack Theory
<i>DMS</i>	Dehnmessstreifen
<i>FSCM</i>	Flexural Shear Crack Model
<i>MCFT</i>	Modified Compression Field Theory
<i>SMCFT</i>	Simplified Modified Compression Field Theory
<i>w/z – Wert</i>	Wasser/Zement-Wert

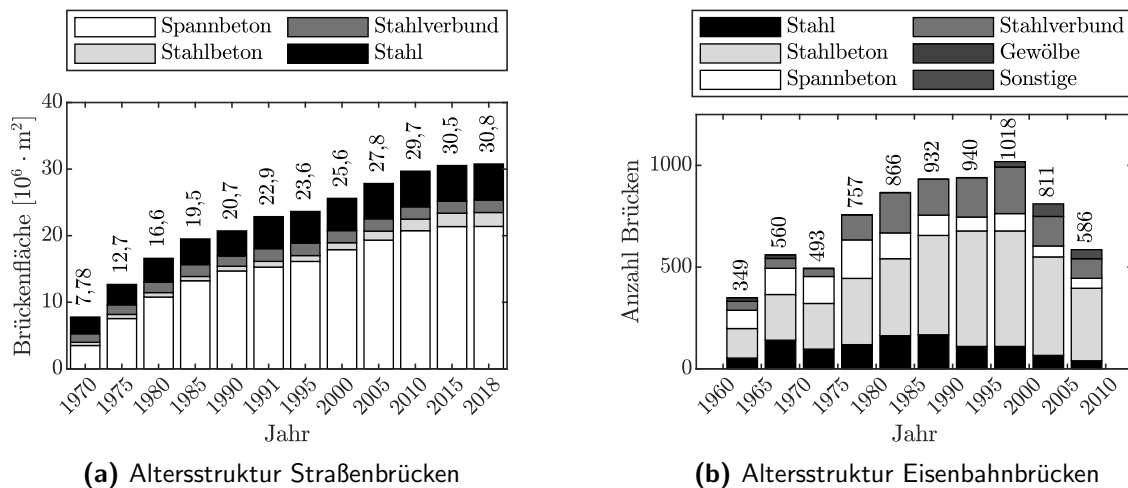
## Indizes

,0	Anfangswert
,exp	experimentell
,Formel	aus Formel abgeleitet
,ges	Gesamtwert
,max	Maximalwert
,mod	Modell
,o	oben
,Spgl	Spannglied
,Test	aus Test/Versuch abgeleitet
,u	unten
,vorh	vorhanden

# 1 Einleitung

## 1.1 Veranlassung

„Die Infrastruktur ist das zentrale Nervensystem unseres Landes – und Brücken dabei die sensibelsten Punkte“ [BReg2019, 2019] sagte Alexander Dobrindt<sup>1</sup> einst im Zuge der Aufstockung des „Sonderprogramms Brückenmodernisierung“ auf 1,5 Milliarden Euro. Dieses Zitat verdeutlicht die Funktion von Brücken, die zu den teuersten Elementen einer Straße zählen, als wesentliche Bestandteile einer leistungsfähigen Verkehrsinfrastruktur. Allein im Netz der Bundesfernstraßen existieren deutschlandweit in etwa 39 600 Brücken (mehr als 51 600 Teilbauwerke), die (auf die Brückenfläche bezogen) zu 69,5 % in Spannbeton- und zu 17,6 % in Stahlbetonbauweise zumeist im Zeitraum zwischen 1965 bis 1985 errichtet wurden (vgl. Abbildung 1.1a) [BASt, 2018]. Eine ähnliche Altersstruktur weisen auch die in etwa 25 000 Eisenbahnbrücken im Netz der Deutschen Bahn AG auf, der Anteil an Spannbetonüberbauten (auf die Anzahl der Bauwerke bezogen) liegt hier jedoch lediglich bei circa 6,8 % und der Anteil an Bauwerken aus Beton- und Stahlbeton bei in etwa 60,9 % (siehe auch Abbildung 1.1b) [Garber, 2009].

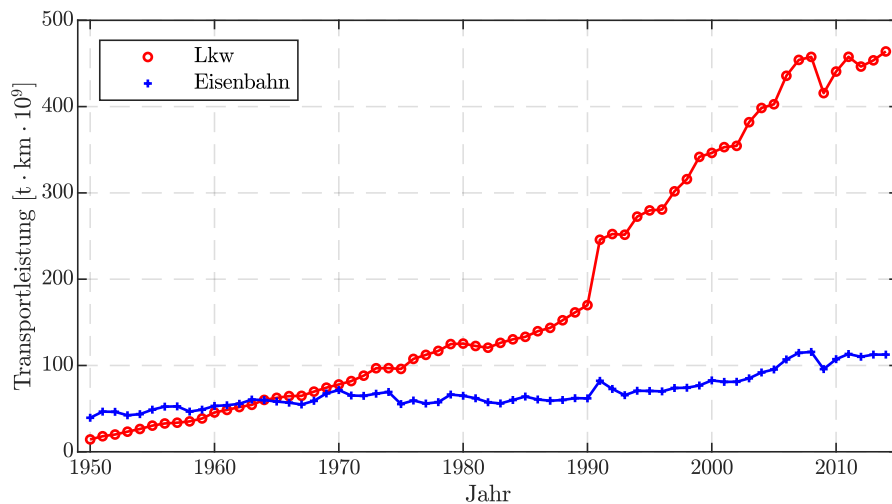


**Abbildung 1.1:** Altersstruktur von Brücken in Deutschland nach Bauarten: **(a)** an Bundesfernstraßen (dargestellt über die Brückenfläche) [BASt, 2018] und **(b)** von Eisenbahnbrücken im Netz der Deutschen Bahn AG (dargestellt über die Anzahl an Brücken) [Garber, 2009]

Für den genannten vorwiegenden Errichtungszeitraum bis 1985 wurden Straßenbrücken in Deutschland in der Regel für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 [1952] bzw. DIN 1072 [1967] bemessen. Für

<sup>1</sup>Bundesminister für Verkehr und digitale Infrastruktur 2013-2017

das damalige Lastniveau und das zu dieser Zeit sehr geringe Verkehrsaufkommen waren durch die Einführung der Brückenklasse 60 hohe Reserven der Tragfähigkeit für Straßenbrücken vorhanden und eine zukünftige Zunahme des Verkehrs bereits vorausschauend berücksichtigt. In den letzten Jahrzehnten kam es jedoch zu einer rasanten Zunahme des Verkehrs beziehungsweise der Verkehrsbelastung, insbesondere auch durch vermehrte Schwerlasttransporte, die zu der damaligen Zeit kaum vorhersehbar war. Vor allem für mehrfeldrige Brückenbauwerke mit Stützweiten zwischen 30 und 80 m, die für die Brückenklasse 60 bemessen wurden, ergeben sich bei Nachrechnungen nach dem heutzutage in der Regel anzusetzenden Lastmodell 1 (LM 1) nach DIN Fachbericht 101 [DIN-FB-101, 2009] deutlich größere Schnittgrößen. Die zulässige Einzelachslast von Straßenfahrzeugen hat sich in Deutschland seit 1956 zwar nur von 8 auf 11,5 t erhöht, das zulässige Gesamtgewicht hat sich in diesem Zeitraum jedoch fast verdoppelt und die insgesamt Transportleistung für Lkw-Verkehr hat enorm zugenommen (vgl. Abbildung 1.2). [Naumann, 2007, 2010] Für den Schienenverkehr zeigt sich hingegen nach 1950 nur eine sehr geringe Erhöhung der zulässigen Achslast von 22 auf 22,5 t [Marx, 2009], auch die Transportleistung der Eisenbahn hat sich jedoch etwas erhöht (vgl. Abbildung 1.2).



**Abbildung 1.2:** Entwicklung der Transportleistung für Lkw- und Schienenverkehr in Deutschland von 1950-2014 [BGL, 2016]

Neben den genannten Entwicklungen auf der Einwirkungsseite kam es in den letzten Jahrzehnten aufgrund des schnellen technischen Fortschritts im Bauwesen vor allem auf der Widerstandsseite zu einigen Veränderungen für die Bemessung von Spannbetonbrücken, die vielfach den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit betrafen. So wurde der Querkraftnachweis während der Gültigkeit der ersten Spannbetonnorm, der DIN 4227 [1953], von 1953 bis 1966 in Form eines einfachen Hauptzugspannungsnachweises im ungerissenen Zustand geführt. Die Grenzwerte der zulässigen Hauptzugspannungen waren dabei lediglich von der Betonfestigkeitsklasse und dem Vorspanngrad abhängig, wobei bei Einhaltung gewisser Grenzwerte für die Schubbeanspruchung aus Querkraft und/oder Verdrehung kein weiterer „Nachweis der Schubsicherung“ geführt werden musste. Es wurde zwar stets eine Anordnung von Bügeln gefordert, auch wenn eine Schubbewehrung rechnerisch nicht notwendig war, ein konkreter Wert für die Mindestquerkraftbewehrung wurde normativ jedoch nicht vorgeschrieben

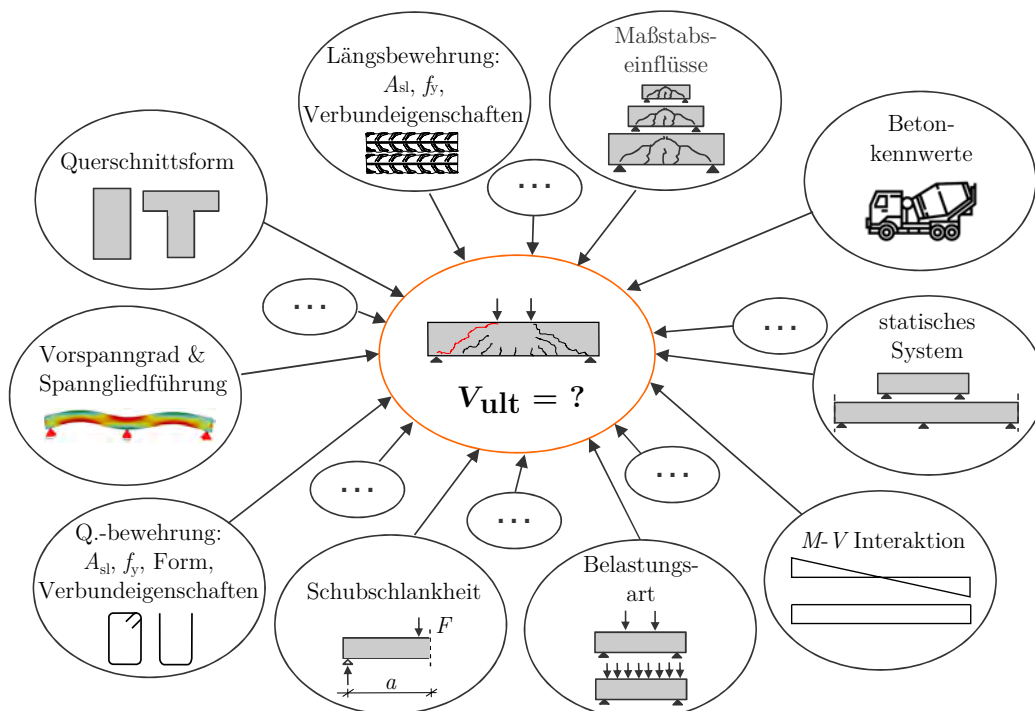
[DIN 4227, 1953]. Der „Schubdeckungsgrad“ zur Ermittlung der Schubbewehrung wurde dann entweder konstruktiv „nach Ermessen des Ingenieurs“ festgelegt, oder später je nach vorhandener Schubbeanspruchung zwischen 33 und 100 % in Anlehnung an die „Wildbader Fassung“ der DIN 1045 gewählt [Bay, 1963; Rehm, 1963]. Aus wirtschaftlichen Gründen im Wettbewerb wurde die Stegdicke von Brückenträgern daher bevorzugt so gewählt, dass die Nachweisgrenze gerade eingehalten war und somit nur eine sehr schwache Schubbewehrung angeordnet werden musste. Bereits zur damaligen Zeit führte dies zu erheblichen Schäden bzw. beinahe zu Einstürzen, aufgrund von hohen Eigen- und Zwangsspannungen bei dicken Stegen. [Leonhardt et al., 1973] Erst 1966 wurde dieses erhebliche Sicherheitsdefizit durch die Einführung der „Zusätzlichen Bestimmungen zu DIN 4227“ [BMV-Ril, 1966], die eine Mindestquerkraftbewehrung forderten, beseitigt. Folglich weisen Spannbetonbrücken, die vor 1966 gebaut wurden, meist nur einen sehr geringen Querkraftbewehrungsgrad auf. In Einzelfällen kann somit ein erhebliches (rechnerisches) Defizit der Querkrafttragfähigkeit vorliegen. [Maurer u. Bäätjer, 2007; Hegger et al., 2009]

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die Anforderungen an Brücken immer weiter gestiegen sind und viele Bestandsbrücken infolgedessen für die heutigen Erfordernisse rechnerisch unterbemessen sind. In der Praxis treten bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken insbesondere massive rechnerische Defizite für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung auf. So zeigt eine Auswertung der Nachrechnung von insgesamt 115 balkenförmigen Betonbrücken, dass dieser Nachweis für 56,5 % der Bauwerke überschritten wird. Dabei lässt sich ein deutlicher Einfluss des Baujahres feststellen, wonach von den 29 ausgewerteten Bauwerken, die vor 1966 hergestellt wurden, knapp 90 % ein rechnerisches Querkraftdefizit aufweisen. [Fischer et al., 2014] Trotz dieser zum Teil erheblichen Überschreitungen beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit sind in der Praxis oftmals keine entsprechenden Schadensbilder in Form von Schubrisen zu beobachten [Maurer u. Bäätjer, 2007; Goris u. Hegger, 2011; Fischer et al., 2016]. Diese Diskrepanz zwischen Theorie und Praxis lässt vermuten, dass die Nachweisdefizite teilweise lediglich auf eine Unschärfe der Bemessungsmodelle zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit zurückzuführen sind, und dass Bestandsbrücken in Spannbetonbauweise noch über deutliche Tragreserven verfügen. Des Weiteren ist in Deutschland kein Einsturz einer Brücke aus Stahl- oder Spannbeton (im Endzustand) infolge eines Querkraftversagens bekannt. Für die Nachrechnung von Bestandsbrücken spielt insbesondere die Erfassung von charakteristischen, bauwerksspezifischen Einflussfaktoren auf das Querkrafttragverhalten eine wichtige Rolle. Hierbei müssen die früheren Philosophien für die Bemessung und Konstruktion, aber auch der konstruktiven Durchbildung von Betonbrücken, beachtet werden.

Die Formulierung wirklichkeitsnaher Nachweisformate für die Nachrechnung von Brücken stellt ein volkswirtschaftlich äußerst relevantes Thema dar. Alleine das Anlagevermögen von Brücken an Bundesfernstraßen in Deutschland beträgt ungefähr 75 Milliarden Euro [Marzahn, 2018]. Vor diesem Hintergrund gilt es den Umfang erforderlicher Verstärkungsmaßnahmen so gering wie möglich zu halten und die Nutzungsdauer der bestehenden Brückenbauwerke möglichst zu verlängern.

## 1.2 Problemstellung

Trotz intensiver nationaler und internationaler Forschungsaktivitäten seit dem späten 19. Jahrhundert ist die Querkrafttragfähigkeit im konstruktiven Betonbau auch heute noch Gegenstand aktueller wissenschaftlicher Untersuchungen. So werden die genannten Tragreserven von bestehenden Massivbrücken in aktuellen Modellvorstellungen zur Querkrafttragfähigkeit bisher nur unzureichend erfasst. Dies lässt sich einerseits damit begründen, dass sich die umfassende Beschreibung des Querkraftwiderstandes im gerissenen Zustand aufgrund von komplexen Zusammenhängen der einzelnen Traganteile sowie der Kopplung mit dem generellen Systemtragverhalten als äußerst schwierig gestaltet. Anders als bei einem Nachweis für einfache Biegung, für den eine allgemeingültige Formulierung des Widerstandes rein auf Querschnittsebene konsistent möglich ist, muss für eine Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit der Einfluss des Gesamttragverhaltens auf die unterschiedlichen Lastabtragungsmechanismen berücksichtigt werden. Das Querkrafttragverhalten wird dabei durch verschiedenste Faktoren beeinflusst (vgl. Abbildung 1.3). Für ein möglichst präzises und realitätsnahes Modell müssen die individuellen, das Systemtragverhalten beeinflussenden Randbedingungen daher im Nachweisformat erfasst werden. Da entsprechende Modellgrenzen somit schnell erreicht sind, erstaunt es nicht, dass bisher kein universelles, allgemein anerkanntes aber auch praktikables Querkraftmodell entwickelt werden konnte, das alle maßgebenden (auch bauwerksspezifischen) Einflüsse hinreichend genau erfasst.



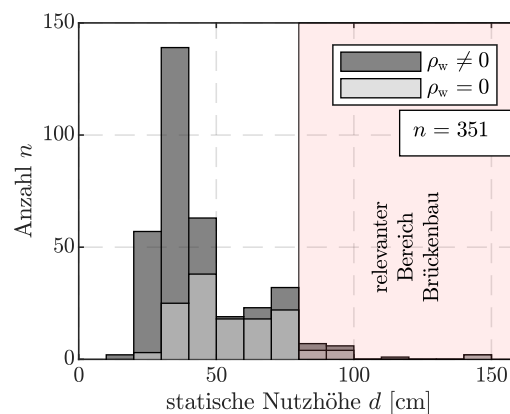
**Abbildung 1.3:** Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit nach [Fischer et al., 2017]

Für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit von Betonbrücken im Bestand ist daher grundsätzlich ein angepasstes Vorgehen erforderlich. Die in den aktuellen Bemessungsvorschriften EN 1992-2 [2010] bzw. EN 1992-2/NA [2013] verankerten Querkraftmodelle sind baupraktische, einfach anwendba-



re Ansätze, die für die meisten Fälle gewisse Sicherheiten enthalten, da diese eine Einhüllende verschiedenster potentieller, ungünstiger Konstellationen abdecken müssen. Für Neubauten führt dieses Bemessungskonzept zu einer Steigerung der Robustheit und es ergeben sich in der Regel nur unwesentliche Mehrkosten. Demgegenüber kann die Anwendung dieser Modelle für die Nachrechnung von Brücken im Bestand jedoch zu rechnerischen Nachweisdefiziten der Querkrafttragfähigkeit führen, wodurch kostenintensive Verstärkungen, Sperrungen bis hin zu Ersatzneubauten erforderlich werden können.

Dahingehend zeigt sich, dass insbesondere für Träger mit großen, für den Brückenbau typischen Querschnittsabmessungen eine Unschärfe vieler Querkraftmodelle besteht [Collins et al., 2015]. Dies kann womöglich auch darauf zurückgeführt werden, dass viele Modelle rein empirisch auf Grundlage von Versuchsdatenbanken entwickelt wurden, die baupraktisch relevante Querschnittsabmessungen nur unzureichend erfassen. So weisen die meisten Querkraftversuche an Spannbetonträgern Querschnittshöhen unter 50 cm auf (vgl. Abbildung 1.4), wodurch diese fernab von für den Brückenbau typischen Dimensionen liegen. Zudem erfassen die bekannten Querkraftdatenbanken des DAfStb und des ACI aktuell weder Versuche mit geeigneten Spanngliedern noch Versuche an Durchlaufträgern [Reineck et al., 2012; Reineck u. Dunkelberg, 2017]. In der Praxis zeigen sich jedoch insbesondere rechnerische Defizite der Querkrafttragfähigkeit im Bereich der Innenstütze von durchlaufenden Spannbetonbrücken, wo die Lage der Maxima von Querkraft und Biegemoment (unabhängig von der Belastungsart) übereinstimmen.



**Abbildung 1.4:** Verteilung der statischen Nutzhöhe für die in der Querkraftdatenbank und in aktueller Literatur erfassten Querkraftversuche an Spannbetonträgern mit und ohne Querkraftbewehrung nach [Reineck et al., 2012; Reineck u. Dunkelberg, 2017]

Somit besteht der dringende Bedarf aktuelle Modellvorstellungen der Querkrafttragfähigkeit auf die Charakteristika von Bestandsbrücken zu erweitern und somit ein möglichst wirklichkeitsnahes Nachweisformat für die Nachrechnung von Massivbrücken zu schaffen. Hierzu sind weitere experimentelle Untersuchungen zum Einfluss spezieller Randbedingungen und Charakteristika von Bestandsbrücken auf die Querkrafttragfähigkeit erforderlich. So existieren nur vergleichsweise wenige Versuche an Durchlaufträgern mit für Bestandsbrücken typischen sehr geringen Querkraftbewehrungsgraden. Des Weiteren finden Einflüsse wie die Querschnittsform oder ein Spannkraftzuwachs oftmals keine oder

nur eine unzureichende Berücksichtigung in den vorhandenen Querkraftmodellen. Ferner finden sich bei bestehenden Massivbrücken häufig Querkraftbewehrungsformen, die nach heutigen Vorschriften nicht mehr zulässig sind und somit bisher nicht für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit angesetzt werden dürfen. Gezielte Untersuchungen zur Wirksamkeit dieser Bügelformen, wie z. B. von einseitig offenen Bügeln mit geraden Stabenden oder zweiteiligen Bügeln mit sehr geringen Übergreifungslängen, fehlen nahezu vollständig.

Eine Erweiterung der Versuchsdatenbank bedeutet jedoch insbesondere für großformatige Durchlaufträger in Spannbetonbauweise einen enormen Aufwand bei der Versuchsdurchführung und der Herstellung sowie dem Handling von großformatigen Versuchskörpern.

### 1.3 Zielsetzung und Übersicht

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wird das Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit geringem Querkraftbewehrungsgrad unter besonderer Berücksichtigung einer Durchlaufwirkung, nicht mehr zugelassener Bügelformen sowie der Querschnittsform untersucht.

Um die Datenbank von Querkraftversuchen im Bereich von großformatigen Durchlaufträgersystemen in Spannbetonbauweise sinnvoll und effizient zu ergänzen, wird für die experimentellen Untersuchungen eine innovative Versuchstechnik entwickelt und angewandt, die es nach dem Prinzip der „Substrukturtechnik“ ermöglicht, lediglich die für das Versagen maßgebenden Trägerschnitte herausgelöst zu betrachten. Durch die Systemreduktion kann die Länge der Versuchskörper deutlich reduziert werden, was zu einem wesentlich einfacheren Handling sowie Vorteilen bei der Herstellung führt. Dadurch wird der sonst sehr hohe Aufwand bei der Durchführung von Großversuchen erheblich verringert. Nach diesem Konzept lassen sich systematisch Untersuchungen an Trägerschnitten mit vergleichsweise großen Querschnitten bei erhöhter Versuchsanzahl durchführen.

Überdies ergeben sich heutzutage neue Möglichkeiten die Lastabtragungsmechanismen der Querkraft durch den Einsatz innovativer Messtechnik genauer zu analysieren. Im Zuge der hier vorgestellten experimentellen Untersuchungen sollen dabei insbesondere die Potentiale optischer Messtechnik zur Erfassung der genauen Risskinematik sowie faseroptischer Sensoren zur quasi-kontinuierlichen Messung der Dehnungen entlang von Querkraftbewehrungselementen genutzt werden.

Die vorliegende Arbeit setzt sich zum Ziel, die Wirksamkeit von nicht mehr zugelassenen Bügelformen und deren Anrechenbarkeit auf die Querkrafttragfähigkeit näher zu untersuchen. Des Weiteren soll die Momenten-Querkraft-Interaktion im Bereich der Innenstütze von Durchlaufträgersystemen genauer analysiert und auf Basis von vorhandenen Bemessungsansätzen ein mechanisch konsistentes Querkraftmodell für diesen Schubfeldtyp entwickelt werden. Dieses Modell soll einerseits die maßgebenden Charakteristika von Bestandsbrücken (hierbei insbesondere ein geringer Querkraftbewehrungsgrad, ggf. abweichende Bügelformen sowie eine geringe Vorspannung mit girlandenförmiger Spanngliedführung) explizit erfassen und andererseits bisher oftmals vernachlässigte Traganteile bzw. Einflussfaktoren der Querkrafttragfähigkeit, wie z. B. ein potentieller Spannkraftzuwachs oder der Einfluss der Querschnittsform, berücksichtigen.

Hierzu werden in Kapitel 2 zunächst der Stand der Kenntnisse sowie die Grundlagen des Querkrafttragverhaltens von Stahlbeton- und Spannbetonträgern erläutert und analysiert. Des Weiteren wird der Einfluss der Geometrie und des Verbundverhaltens von Querkraftbewehrung diskutiert. Kapitel 3 geht anschließend auf die Anwendung der Substrukturtechnik für Querkraftversuche ein und stellt die eigenen experimentellen Untersuchungen an Spannbetonträgererelementen vor. Ferner werden die Ergebnisse der Querkraftversuche sowie ergänzender Ausziehversuche mit glattem Betonstahl dargestellt und diskutiert sowie einzelne Aspekte des Querkrafttragverhaltens genauer analysiert. Darüber hinaus erfolgt ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit ausgewählten Querkraftbemessungsansätzen aus der Literatur.

Auf die Ergebnisse und Erkenntnisse aus den experimentellen sowie theoretischen Untersuchungen aufbauend, werden in Kapitel 4 Ingenieurmodelle für die Anrechenbarkeit nicht normenkonformer Querkraftbewehrungselemente sowie generell für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Durchlaufträgern aus Spannbeton im Bereich der Innenstütze abgeleitet. Im Detail soll dabei zum einen ein modifizierter Traganteil der Querkraftbewehrung für nicht mehr zugelassene Bügelformen abgeleitet werden, der es ermöglicht diese bei Bestandsbrücken häufig anzutreffende Charakteristik im Nachweisformat zu berücksichtigen. Zum anderen soll ein verfeinerter Bemessungsansatz zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Durchlaufträgersystemen aus Spannbeton im Bereich der Innenstütze abgeleitet werden. Hierzu soll auf bereits vorhandene Querkraftmodelle aufgebaut werden, die der Druckzone die maßgebliche Tragwirkung zusprechen. Dabei soll anhand einer Formulierung unter Berücksichtigung von Gleichgewichts- sowie Kompatibilitätsbedingungen insbesondere die Auswirkung der unterschiedlichen Momenten-Querkraft-Interaktion bei Durchlaufträgern sowie der Einfluss der Querschnittsform und des Längsbewehrungsgrades auf den Traganteil der Druckzone Eingang finden. Hierbei wird ein Hauptaugenmerk auf die realistische Ermittlung der Druckzonenhöhe gelegt. Des Weiteren fließt ein potentieller Spannkraftzuwachs als Traganteil der Querkraft im Nachweisformat mit ein. Der Modellansatz wird an den Ergebnissen der eigenen Querkraftversuche an Spannbeton-Durchlaufträgererelementen sowie eines weiteren Versuchs aus der Literatur an einem ganzen Durchlaufträger verifiziert. Zur genauen Ermittlung der Druckzonenhöhe, um systembedingte Einflüsse zu berücksichtigen und um eine automatisierte Nachweisführung zu ermöglichen, werden zur Umsetzung des Modells numerische Werkzeuge genutzt. Für die entsprechende Umsetzung wird ein Lamellenmodell am geeigneten Biegeschubriss implementiert.

## 1.4 Abgrenzung

Die Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit im Rahmen der vorliegenden Arbeit beschränken sich (abgesehen vom Stand der Kenntnisse sowie Grundlagen in Kapitel 2) auf Durchlaufträgersysteme in Spannbetonbauweise. Das entworfene Ingenieurmodell zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit wird dabei lediglich für den „Schubfeldtyp“ im Bereich der Mittelstütze von Durchlaufträgern aus Spannbeton validiert. Hierbei wird im Rahmen des erarbeiteten Modells ausschließlich der Widerstand gegen ein Biegeschubversagen nachgewiesen. Ein Druckstrebenversagen wird in dem entwickelten Ansatz nicht gesondert berücksichtigt. Des Weiteren dient das Querkraftmodell insbe-

sondere der Erfassung von für Bestandsbrücken typischen Gegebenheiten. So werden im Rahmen der Untersuchungen vornehmlich schwach vorgespannte Träger (im Bereich von 1,0 bis 3,5 MPa Vorspannung im Schwerpunkt) aus normalfestem Beton mit einem geringen Querkraftbewehrungsgrad betrachtet. Die Erkenntnisse sind somit nicht zwingend auf Träger mit hoher Vorspannung oder Bauteile aus hochfestem bzw. ultrahochfestem Beton übertragbar. Das Querkrafttragverhalten unter zyklischer Belastung (Querkraftermüdung) wird nicht explizit analysiert. Ebenso wird der Einfluss von Vorschädigungen vernachlässigt.

## 2 Stand der Kenntnisse und Grundlagen

### 2.1 Allgemeines

Das folgende Kapitel geht auf den Stand der Kenntnisse sowie Grundlagen zum Querkrafttragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen ein. Hierbei wird grundsätzlich eine Unterscheidung zwischen gerissenen und ungerissenen Bereichen vorgenommen. Im Folgenden soll lediglich ein Überblick zum Stand der Kenntnisse und zu Grundlagen des Querkrafttragverhaltens für im Rahmen dieser Arbeit relevante Themenbereiche gegeben werden. Die Ausführungen erheben daher keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Für detailliertere Informationen wird entsprechend auf einschlägige Literatur verwiesen.

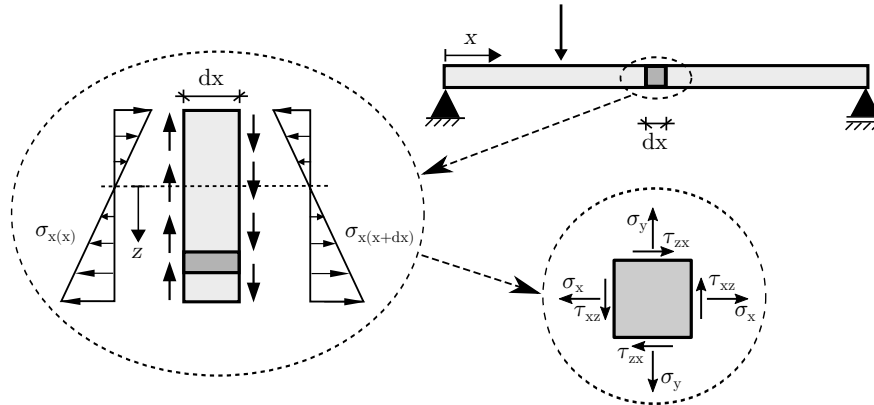
Zunächst erfolgt eine Beschreibung des Spannungszustandes in Schubfeldern, wobei zwischen ungerissenen (Kapitel 2.2.1) und gerissenen Bereichen (Kapitel 2.2.2) unterschieden wird. Anschließend wird in Kapitel 2.3 auf die verschiedenen Querkrafttragmechanismen eingegangen, maßgebende Einflussparameter diskutiert und Versagensarten sowie einschlägige Querkraftmodelle analysiert. Da das Verbundverhalten von Querkraftbewehrung und Spanngliedern einen Fokus dieser Arbeit darstellt, wird auf entsprechende theoretische Grundlagen sowie ein analytisches Modell zur Beschreibung der Stahlspannungs-Schubrissöffnungs-Beziehung für unterschiedliche Bügelformen sowie der Längsbewehrung und Spannglieder eingegangen. Schlussendlich wird in Kapitel 2.5 der Einfluss der Geometrie von Querkraftbewehrung dargelegt.

### 2.2 Analytische Grundlagen des Querkrafttragverhaltens

#### 2.2.1 Beschreibung des Spannungszustandes in einem ungerissenen Schubfeld

Im ungerissenen Zustand (Zustand I) können die Beanspruchungen eines homogenen Stahlbeton- oder Spannbetonträgers infolge einer kombinierten Momenten- und Querkraftbeanspruchung durch die technische Biegelehre beschrieben werden, sofern kein Diskontinuitätsbereich betrachtet wird. Aus den Differentialgleichungen der Biegetheorie ist weitreichend bekannt, dass (unter Vernachlässigung von Termen höherer Ordnung) die Querkraft der Ableitung des Biegemoments entspricht und Querkräfte somit nur bei einer veränderlichen Biegebeanspruchung auftreten. Bei Betrachtung eines infinitesimal kleinen Elements (vgl. Abbildung 2.1) wird für diesen Fall ersichtlich, dass aufgrund der unterschiedlichen Normalspannungen an den vertikalen Schnittufern Schubspannungen vorhanden sein müssen, um die Gleichgewichtsbeziehungen zu erfüllen. Gleichwohl gilt aus dem Momentengleichgewicht am differentiellen Element, dass die Schubspannungen  $\tau_{zx}$  und  $\tau_{xz}$  (in zwei senkrecht stehenden

Schnittflächen) gleich groß sind (sog. „Gesetz der zugeordneten Schubspannungen“). [Dankert u. Dankert, 2013]



**Abbildung 2.1:** Normal- und Schubspannungen am differentiellen Element zur Erfüllung des Gleichgewichtszustandes bei einer veränderlichen Momenteneinwirkung

Aus dem Gleichgewicht in x-Richtung am differentiellen Element für eine veränderliche Momenten- und konstante Normalkraftbeanspruchung gilt:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \rightarrow \quad (2.1)$$

$$\tau_{xz} = - \int_0^z \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} dz + \tau_{xz0}(x, z = 0) \quad (2.2)$$

Nach der Hypothese von Bernoulli lässt sich der Längsspannungsgradient (für eine konstante Normalkraftbeanspruchung) nach Gleichung 2.3 ausdrücken

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \cdot \left( \frac{N}{A} + \frac{M_y}{I_y} \cdot z \right) = \frac{\partial M_y}{\partial x} \cdot \frac{z}{I_y} = Q \cdot \frac{z}{I_y} \quad (2.3)$$

Somit lässt sich Gleichung 2.2 letztendlich in Gleichung 2.4 umformulieren :

$$\tau_{xz} = - \int_0^z Q_z \cdot \frac{z}{I_y} dz + \tau_{xz0}(x, z = 0) = - \frac{Q_z \cdot S_y}{I_y \cdot b} \quad (2.4)$$

mit:  $S_y$  statisches Moment  $S_y = \int_A z dA$

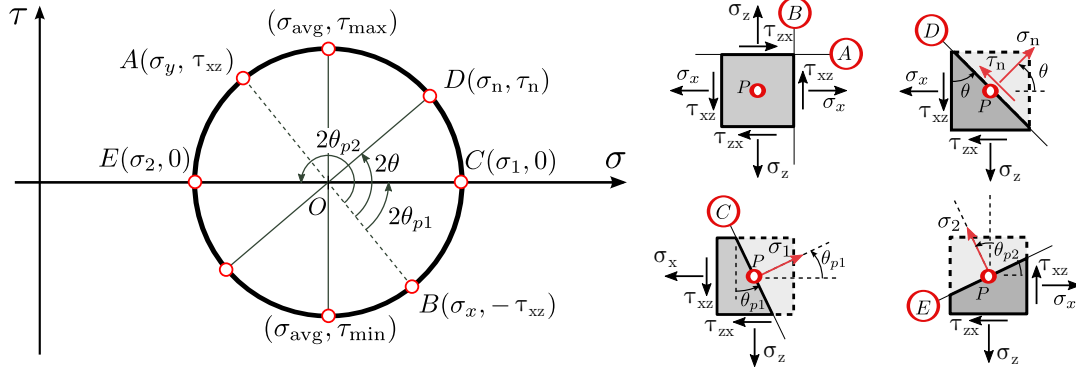
$b$  Breite des betrachteten Elements

[Müller, 2012]

Bei den Schubspannungen nach Gleichung 2.4 handelt es sich jedoch nur um Rechenhilfsgrößen, die keinen real auftretenden Spannungen entsprechen. In Wirklichkeit existieren nur Hauptspannungen in Form von Zug- und Druckspannungen und die Schubspannungen dienen lediglich einer Beschreibung der Abweichungen der Hauptspannungsrichtungen von dem betrachteten Koordinatensystem. Die

Größe der resultierenden Schubspannungen in einem Punkt des Bauteils ist somit abhängig von der Orientierung des gewählten Koordinatensystems. [Zilch u. Zehetmaier, 2010]

Diese Zusammenhänge lassen sich anschaulich im *Mohrschen Spannungskreis* (vgl. Abbildung 2.2) veranschaulichen. Demnach liegen alle äquivalenten Kombinationen von Normal- und Schubspannungen auf einem Kreis im  $\sigma - \tau$  - Koordinatensystem.



**Abbildung 2.2:** Zusammenhänge zwischen Hauptspannungen  $\sigma_1$  und  $\sigma_2$  sowie Schubspannungen  $\tau_{xz}$  und  $\tau_{zx}$ ; Entnommen und modifiziert aus [Wikipedia, 2020]

Mit dem Traktionsvektor  $\mathbf{t}$ , der den Normalenvektor auf der betrachteten Schnittfläche darstellt, lässt sich der Zusammenhang zu dem Cauchy-Spannungstensor  $\sigma$  im kartesischen Koordinatensystem (bei zweidimensionaler Betrachtung) über Gleichung 2.5 ausdrücken:

$$\mathbf{t}^i = \sigma^{ij} n_j \Leftrightarrow \begin{bmatrix} t_x \\ t_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{xz} \\ \tau_{zx} & \sigma_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \cos \phi \\ \sin \phi \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Bei Schnittführung in Hauptspannungsrichtung verschwinden die Schubspannungen und die Normalspannungen nehmen Extremwerte (die Hauptspannungen) an. Für Versagenkriterien von Materialien sind nur diese Hauptspannungen relevant. So müssen, zur Vermeidung eines Versagens von Betonbauteilen bzw. Ausfalls von Teilbereichen, die Hauptzugspannungen im Beton stets kleiner als die Betonzugfestigkeit  $f_{ct}$  und die Hauptdruckspannungen betragsmäßig stets kleiner als die Betondruckfestigkeit sein. Die zueinander senkrecht stehenden Hauptspannungen entsprechen den Eigenwerten des Spannungstensors, siehe Gleichungen 2.6 und 2.7.

$$(\sigma^{ij} - \lambda \delta^{ij}) n_i = 0 \quad \forall j \quad (2.6)$$

$$\lambda_{1,2} = \sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma_x - \sigma_z)^2 + \tau_{xz}^2} \quad (2.7)$$

Die grafische Interpretation der Hauptspannungen im *Mohrschen Spannungskreis* (vgl. Abbildung 2.2) entspricht den Schnittpunkten des Kreises mit der  $\sigma$ -Achse. Aus den Eigenvektoren lässt sich zudem die Neigung der Hauptspannungen gegenüber der Trägerachse nach Gleichung 2.8 bestimmen. Auf Höhe der Längsspannungs-Nulllinie, wo  $\sigma_x = 0$  (bei Definition der x-Achse des betrachteten Koordinatensystems in Trägerlängsrichtung) gilt, wird durch Einsetzen in Gleichung 2.8 deutlich, dass die Trajektorien hier nach der technischen Biegetheorie eine Neigung von  $45$  bzw.  $135^\circ$  aufweisen.

Demgegenüber verlaufen die Spannungstrajektorien an den Bauteilrändern parallel oder senkrecht zur Stabachse, da dort  $\tau_{xz} = \tau_{zx} = 0$  gilt.

$$\tan 2\theta = \frac{2\tau_{xz}}{\sigma_z - \sigma_x} \quad (2.8)$$

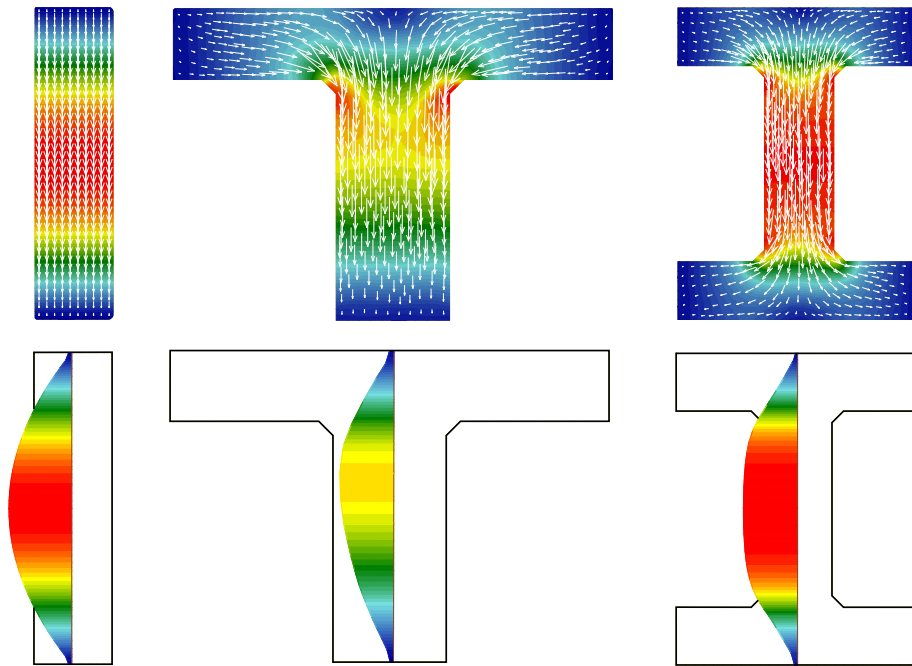
[Müller, 2012; Zilch u. Zehetmaier, 2010]

Bei Spannbetonbauteilen bewirkt die Drucknormalkraft grundsätzlich eine flachere Neigung der Hauptdruckspannungsrichtung. Dies trifft jedoch nur auf die Neigung der Hauptdruckspannungstrajektorien auf Höhe der Schwerachse zu. Tatsächlich wandert die Spannungsnulllinie lediglich in Richtung gezogenem Bauteilrand, wo nach wie vor eine Neigung der Hauptdruckspannung von  $45^\circ$  vorliegt. Für Querschnitte mit veränderlichen Breiten, die auf Biegung und Querkraft beansprucht werden, muss die Hauptzugspannung auf verschiedenen Höhen bestimmt werden, da die Lage des Maximums a priori nicht bekannt ist. Zudem ist die Längsspannung  $\sigma_x$  außerhalb der Schwerachse neben der Vorspannung auch vom einwirkenden Biegemoment im betrachteten Schnitt abhängig.

Die genannten Zusammenhänge, die auf der Hypothese von Bernoulli basieren, gelten jedoch nur in ungerissenen und ungestörten Bereichen. In Bereichen mit konzentrierten Lasten oder in Auflagerbereichen, wo oftmals auch die höchsten Querkraftbeanspruchungen vorliegen (D-Bereiche), ist der Spannungszustand gestört und eine Anwendung der oben aufgezeigten Gesetzmäßigkeiten ist grundsätzlich nicht möglich. [Hegger et al., 2015] Die mechanisch konsistente Berechnung der Hauptzugspannungen findet, als Hauptzugspannungsnachweis, auch Anwendung bei der Querkraftbemessung nach diversen Vorschriften (vgl. z. B. [EN 1992-2, 2010; DIN-FB-102, 2009; Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung, 2015]) in ungerissenen B-Bereichen. Hierbei wird die Hauptzugspannung mit dem Bemessungswert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons gleichgesetzt und nach dem Querkraftwiderstand aufgelöst.

Obwohl tatsächlich nur Hauptspannungen existieren und diese maßgebend für das Versagen eines Bauteils sind, wird in der Bemessungspraxis aufgrund der gängigen Schnitt(größen-)konvention mit Schubspannungen als Rechenhilfsgrößen gearbeitet. So entspricht das Integral der Schubspannungen über die Querschnittsfläche in einem zur Stabachse senkrechten Schnitt definitionsgemäß der Querkraft. Aus diesem Zusammenhang wurden in der Vergangenheit Bemessungsansätze abgeleitet, die die einwirkende Schubspannung einer Bruchschubspannung  $\tau_0$  gegenüberstellen (vgl. z. B. [DIN 1045, 1978]). Aus der Vereinfachung von Gleichung 2.4 für Rechteckquerschnitte zu  $\tau = \frac{3Q_z}{2 \cdot b_w \cdot h}$  wurde in der Bemessungspraxis eine nominelle Schubspannung  $\tau_0 = Q_z / (b_w \cdot z)$  für die Einwirkungen infolge einer Querkraftbeanspruchung abgeleitet [DIN-1045, 1959]. Somit wurde die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen (z. B. auch Plattenbalken) rein auf den Steg bezogen, wie auch im Stahlbau für dünnwandige Querschnitte üblich. Dem Steg die alleinige Abtragung von vertikalen Schubspannungen zuzusprechen ist jedoch nicht korrekt. Vielmehr bedarf es einer mechanisch sauberen Ermittlung des vorherrschenden (Schub-)Spannungsverlaufs in Abhängigkeit aller vorliegenden Einwirkungen und Querschnittsparameter (z. B. der Querschnittsform). Abbildung 2.3 stellt in diesem Zusammenhang den Schubspannungsverlauf in einem Rechteck-, T- und I-Querschnitt für eine linear elastische Berechnung mit finiten Elementen dar.





**Abbildung 2.3:** Qualitativer Verlauf der Schubspannungen  $\tau_{xz}$  über den Querschnitt verteilt sowie entlang eines mittigen vertikalen Schnitts für verschiedene Querschnittsformen aus einer linear elastischen Finite Elemente Berechnung

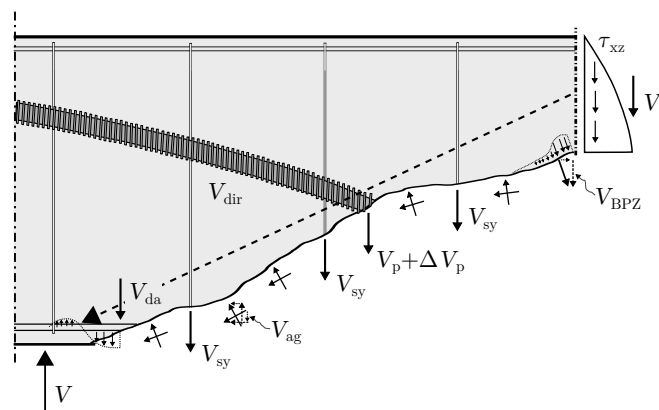
Aus der Darstellung wird ersichtlich, dass sich der Verlauf bzw. die Verteilung der vertikalen Schubspannungen je nach Querschnittsform deutlich unterscheiden kann. Lediglich für einen mittigen vertikalen Schnitt zeigen sich qualitativ ähnliche Verläufe der Schubspannung  $\tau_{xz}$ . Zudem zeigt sich eine Beteiligung der Flansche am Abtrag von Schubspannungen sowie eine Spannungskonzentration im Anschnitt zwischen Flansch und Steg. Für die Ermittlung des Querkrafttraganteils der Druckzone (vgl. Abschnitt 2.3.8) muss der vorherrschende Schubspannungsverlauf entlang der Druckzonenhöhe, für eine realitätsnahe Erfassung des Tragverhaltens, somit in Abhängigkeit der Form des ungerissenen Restquerschnitts möglichst exakt erfasst werden. Bei bekanntem Längsspannungszustand im betrachteten Bereich kann dann eine Bruchschubspannung als Versagenskriterium in Abhängigkeit der Materialeigenschaften definiert werden, um die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone zu bestimmen.

### 2.2.2 Beschreibung des Spannungszustandes in einem gerissenen Schubfeld

Mit zunehmender Belastung überschreiten die Hauptzugspannungen die Zugfestigkeit des Betons und es kommt zur Rissbildung. Im gerissenen Zustand (Zustand II) setzt das nichtlineare Tragverhalten des Verbundwerkstoffs Stahlbeton ein und die technische Biegelehre verliert (analog zu einem Querschnitt unter Biegebeanspruchung im Zustand II) grundsätzlich ihre Gültigkeit. Es kommt zu einer Auflösung des schubstarreren Querschnitts, da keine Schubspannungen mehr über die Zugfestigkeit des Betons übertragen werden können. Die Zugzone entzieht sich durch die Rissbildung somit der in Abschnitt 2.2 dargestellten mechanisch einfachen Beschreibung des Spannungszustandes. Aufgrund des geneigten Verlaufs eines Biegeschubrisses ist eine alleinige Betrachtung des Gleichgewichtszustandes

auf Querschnittsebene senkrecht zur Stabachse grundsätzlich nicht mehr ausreichend. Bei Betrachtung eines entlang des Biegeschubrisses freigeschnittenen Körpers kann allerdings dennoch ein Ebenbleiben des Querschnitts unterstellt werden (vgl. z. B. [Zink, 2000]). Die Dehnsteifigkeit des Querschnitts wird hierbei auf die Bewehrung konzentriert angenommen. Durch die Rissbildung kommt es zu einer Umlagerung der im Beton freigesetzten Zugspannungen in ein System mit komplexen verschiedenartigen Lastabtragungsmechanismen, die sich je nach Belastungszustand gegenseitig überlagern und beeinflussen. Der vorherrschende Spannungszustand bzw. die Traganteile können nur mehr mit vereinfachten Modellen erfasst werden [Zilch u. Zehetmaier, 2010]. Es wird grundsätzlich zwischen den nachfolgend aufgezählten und in Abbildung 2.4 an einem entlang des kritischen Biegeschubrisses freigeschnittenen Körper dargestellten wesentlichen Querkrafttragmechanismen unterschieden (vgl. z. B. [ASCE-ACI, 1973; Zink, 2000; Herbrand, 2017]):

- $V_c$ : Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone (Vertikalkomponente der Betondruckkraft)
- $V_{sy}$ : Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung
- $V_p + \Delta V_p$ : Querkrafttraganteil aus der Vertikalkomponente der Vorspannkraft (unter Berücksichtigung eines Spannkraftzuwachses)
- $V_{dir}$ : Querkrafttraganteil direkter Druckstreben (bei nicht schubslanken Bauteilen)
- $V_{ag}$ : Querkrafttraganteil aus der Vertikalkomponente der durch Rissreibung/Rissverzahnung übertragbaren Spannungen
- $V_{da}$ : Querkrafttraganteil aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung
- $V_{BPZ}$ : Querkrafttraganteil der Bruchprozesszone (Vertikalkomponente der an der Risspitze übertragbaren Spannungen)



**Abbildung 2.4:** Querkrafttragmechanismen dargestellt an einem entlang des kritischen (Biege-)Schubrisses freigeschnittenen Körpers

## 2.3 Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonträgern

### 2.3.1 Allgemeines

Zwar besteht Einigkeit über das qualitative Vorhandensein der grundsätzlichen Querkrafttraganteile im Zustand II, über die quantitative Bewertung der Lastabtragungsmechanismen im Bruchzustand wird in der Forschung jedoch auch heute noch sehr kontrovers diskutiert. Vor diesem Hintergrund geht der nachfolgende Abschnitt 2.3 detailliert auf die einzelnen Querkrafttragmechanismen ein.

Die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen setzt sich in Summe aus den genannten und in den folgenden Kapiteln 2.3.2 bis 2.3.8 beschriebenen Traganteilen zusammen. Alle in Versuchen festgestellten und aus der Literatur grundsätzlich bekannten, das Querkrafttragverhalten steuernde Parameter wie z. B. der Längsbewehrungsgrad (vgl. hierzu auch Abbildung 1.3) sind lediglich Einflussfaktoren für einen oder mehrere der genannten Querkrafttraganteile.

### 2.3.2 Querkraftbewehrung

Bei Schubrissbildung können sich die freiwerdenden Zugkräfte bei Trägern mit Querkraftbewehrung auf diese umlagern, falls der Querkraftbewehrungsgrad mindestens dem Mindestwert entspricht. Durch die Aktivierung der durch den Schubriss gekreuzten Bewehrungselemente ist somit eine weitere Laststeigerung nach der Schubrissbildung möglich. Vor der Rissbildung leistet die Querkraftbewehrung hingegen keinen nennenswerten Beitrag zum Abtrag von Querkraften, es kommt lediglich zu einer minimalen Vergrößerung der Schubrisslast infolge der Wirkung als Verbundquerschnitt. Die Querkraftbewehrung vernäht den Schubriss, so dass die Rissöffnung zu einem Dehnungszuwachs in der Bewehrung führt und eine weitere Rissöffnung verzögert wird. Dadurch wirkt die Querkraftbewehrung auch einem Vordringen der Biegeschubrisse in die Druckzone entgegen. [Zilch u. Zehetmaier, 2010] Diese beeinflusst somit auch weitere Querkrafttragmechanismen, insbesondere die Rissreibung, die maßgeblich von der Schubrissöffnung abhängt (vgl. Kapitel 2.3.5). Die Umlagerung der durch die Rissbildung freiwerdenden Zugkräfte auf die Querkraftbewehrung wird dabei maßgeblich vom Verbundverhalten beeinflusst, worauf in Kapitel 2.4.1 detailliert eingegangen wird. Als Querkraftbewehrung existieren unterschiedliche Bewehrungsformen, wobei heutzutage vor allem senkrechte geschlossene Bügel zur Anwendung kommen. Daneben finden sich in seltenen Fällen auch geneigte Bügel, Querkraftaufbiegungen (wobei diese normativ lediglich in Kombination mit geschlossenen Bügeln zulässig sind) sowie Querkraftzulagen in Form von Körben oder Leitern [Zilch u. Zehetmaier, 2010]. Bei Bestandsbrücken finden sich jedoch Bügelformen, die von den heutigen Anforderungen abweichen. Für weitere Erläuterungen zum Einfluss der Geometrie von Querkraftbewehrung sei auf Kapitel 2.5 verwiesen.

Der Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung  $V_{sy}$  wird in der Regel mit einem Fachwerkmodell berechnet, wobei der Verlauf des Biegeschubrisses stark idealisiert (siehe Abbildung 4.1 und vgl. Kapitel 4.1.2) und vereinfacht angenommen wird, dass alle durch den Schubriss gekreuzten Bügel im

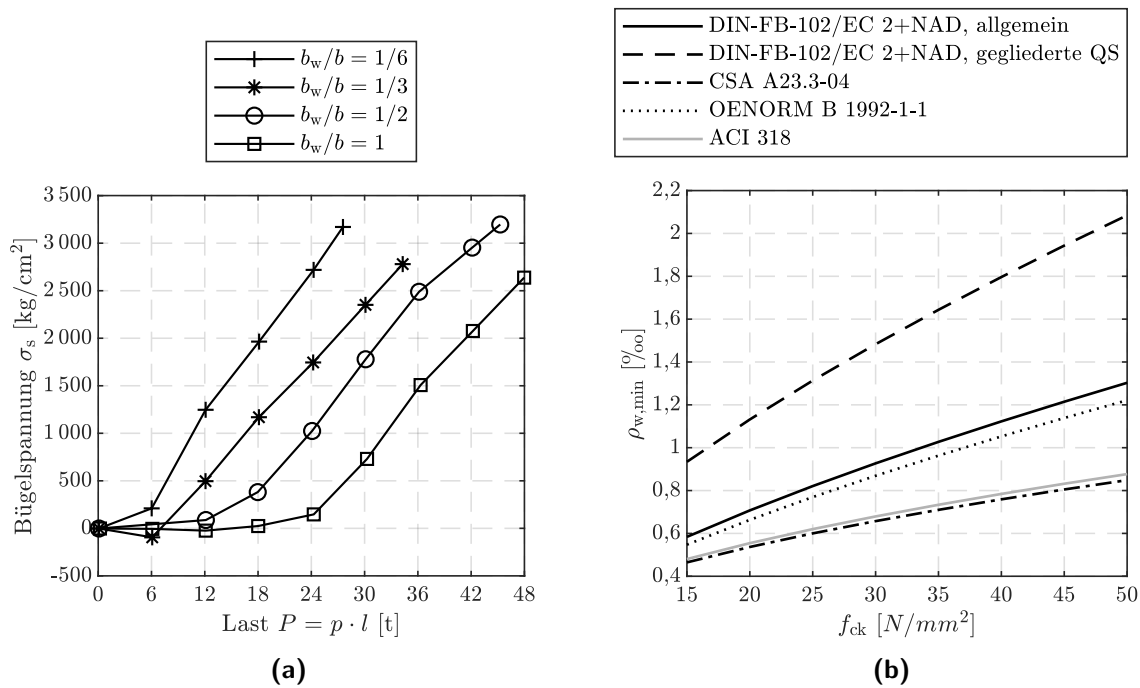
Bruchzustand ins Fließen geraten. Der Bügeltraganteil  $V_{sy}$  hängt somit stark von der angenommenen Rissneigung  $\beta_r$  ab und kann nach Gleichung 2.9 berechnet werden:

$$V_{sy} = \sum_{i=1}^n V_{sy,i} = \sum_{i=1}^n \sigma_{s,i} \cdot A_{s,i} \cdot \sin \alpha = a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (2.9)$$

mit:	$n$	Anzahl der durch den Schubriss gekreuzten Querkraftbewehrungselemente
	$\sigma_{s,i}$	Stahlspannung in einem Querkraftbewehrungselement (entspricht in der Regel der Streckgrenze des Betonstahls)
	$A_{s,i}$	Querschnittsfläche eines Querkraftbewehrungselements
	$\alpha$	Neigung eines Querkraftbewehrungselements gegenüber der Stabachse
	$a_{sw}$	Querschnittsfläche der Querkraftbewehrung auf 1 m Länge bezogen
	$z$	Hebelarm der inneren Kräfte ( $z = 0,9 \cdot d$ )
	$\cot \beta_r$	Kotangens des Schubrisswinkels

Des Weiteren zeigen Untersuchungen, dass die lastabhängige Bügelbeanspruchung stark von der Querschnittsform und der Stegbreite beeinflusst wird (vgl. Abbildung 2.5a). Dies lässt sich damit begründen, dass die Querschnittsform und insbesondere die Stegbreite die Schubrissbildung (die zur Aktivierung der Querkraftbewehrung führt) maßgeblich beeinflusst. Bei breiteren Stegen setzt die Schubrissbildung demnach erst später ein und die Bügel kommen erst bei höherer Belastung zum Tragen. [Leonhardt u. Walther, 1962]

Dieser Zusammenhang wirkt sich wiederum negativ auf die Versagensvorankündigung aus. Um ein sprödes Querkraftversagen ohne Ankündigung zu vermeiden, wird nach heutigem Stand der Technik daher eine Mindestquerkraftbewehrung für Balken und einachsige gespannte Platten mit  $b/h \leq 5$  gefordert [EN 1992-2, 2010; EN 1992-2/NA, 2013]. Der Ansatz orientiert sich dabei an der Forderung, dass die Schubrisslast von der Querkraftbewehrung aufgenommen werden kann. Für vorgespannte Querschnitte mit schmalen Stegen (z. B. Hohlkästen oder I-Querschnitte) wird dabei eine erhöhte Mindestquerkraftbewehrung gefordert, da in diesem Fall eine Schubriss- vor einer Biegerissbildung eintreten kann und die aufzunehmende Schubrisslast somit wesentlich höher ist [DAfStb, 2003; Kley u. Mark, 2016]. Der Ansatz der erforderlichen Mindestquerkraftbewehrung unterscheidet sich im internationalen Vergleich teilweise sehr deutlich. Abbildung 2.5b stellt in diesem Zusammenhang einen Vergleich der Mindestquerkraftbewehrungsgehalte nach unterschiedlichen normativen Vorschriften dar.



**Abbildung 2.5:** (a) Einfluss der Querschnittsform bzw. Stegbreite auf die Entwicklung der Bügelspannungen; entnommen und modifiziert aus [Leonhardt u. Walther, 1962] (b) Mindestquerkraftbewehrungsgehalt nach unterschiedlichen normativen Vorschriften

### 2.3.3 Bruchprozesszone

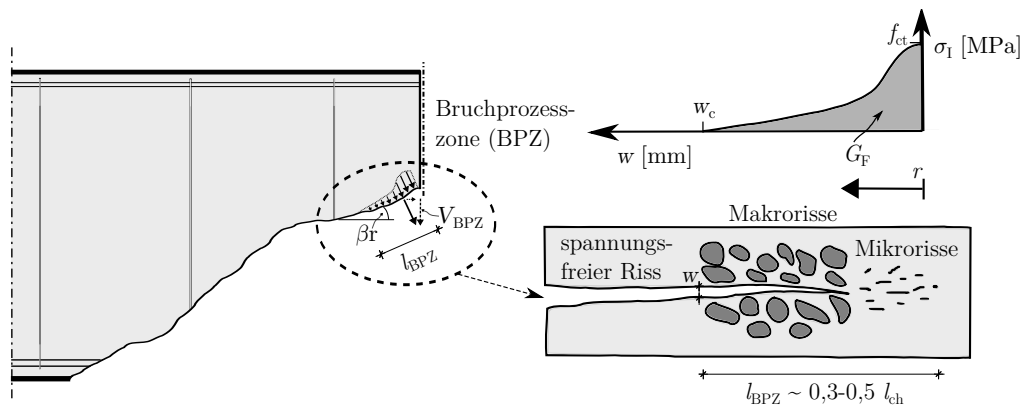
Einen weiteren Querkrafttraganteil stellt die Möglichkeit der Spannungsübertragung aufgrund von rissübergreifenden Zugspannungen in der Rissprozesszone dar. Dieser Tragmechanismus basiert auf der Fähigkeit des Betons im Bereich der Risspitze, der sogenannten Bruch- oder Rissprozesszone, bis zu einer gewissen Rissöffnung noch Zugspannungen übertragen zu können (vgl. z. B. [Zink, 2000; Zilch u. Zehetmaier, 2010]). Das quasi-spröde Verhalten von Beton lässt sich dabei mit Hilfe der Bruchmechanik beschreiben. Hierzu wird zumeist das „Modell des fiktiven Risses“ („Fictitious Crack Model“) von Hillerborg et al. [1976] verwendet. Über diese Modellvorstellung kann die Länge der Bruchprozesszone ( $l_{BPZ}$ ), in der eine Übertragung von Zugspannungen im Riss noch möglich ist, definiert werden. Die Resultierende des Vertikalanteils dieser im Riss übertragbaren Zugspannungen entspricht dem Querkrafttraganteil  $V_{BPZ}$  (vgl. Abbildung 2.6) und kann nach Gleichung 2.10 ermittelt werden (vgl. [Huber, 2016]):

$$V_{BPZ} = b \cdot \left( \int_{r=0}^{l_{BPZ}} \sigma_r \cdot \cos \beta_r(t) dr \right) \quad (2.10)$$

mit:  $l_{BPZ}$  Länge der Bruchprozesszone  $l_{BPZ} \approx 0,4 \cdot l_{ch} = \frac{G_f \cdot E_c}{f_{ct}^2}$  [Zink, 2000; Zilch u. Zehetmaier, 2010]

$l_{ch}$	charakteristische Länge
$G_f$	Bruchenergie, $G_f = 0,028 \cdot f_{ctm}^{0,18} \cdot d_g^{0,32}$ [Marí et al., 2014]
$\sigma_r$	im Riss übertragbare residuale Zugspannungen

Die Übertragbarkeit von residualen Zugspannungen an der Risspitze lässt sich über Kohäsionskräfte sowie die Aktivierung von Reibungskräften zwischen den beiden Rissufern auf Mikro- und Makroebene (vgl. Abbildung 2.6) erklären (vgl. [Zink, 2000]). Der Tragmechanismus der rissübergreifenden Zugspannungen in der Bruchprozesszone steht somit auch in engem Zusammenhang zu der in Abschnitt 2.3.5 beschriebenen Rissreibung bzw. -verzahnung. Der Effekt des sogenannten „tension softening“, der das entfestigende Zugtragverhalten bei Rissbildung durch die Vereinigung von Mikrorissen beschreibt, lässt sich über Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen formulieren. Entsprechende Modelle beschreiben das kohäsive Verhalten im Riss über die Bruchmechanik als Modus I Rissbeanspruchung (Riss verläuft senkrecht zur Hauptzugspannung), wodurch die residuale Zugfestigkeit im Riss neben der Rissöffnung über die zentrische Zugfestigkeit des Betons beschrieben wird (vgl. [Cavagnis et al., 2015]).



**Abbildung 2.6:** Spannungsübertragung aufgrund von rissübergreifenden Zugspannungen in der Bruchprozesszone

Für die Beschreibung der Zugentfestigung des Betons existieren in der Literatur verschiedene Ansätze. Am weitesten verbreitet und bekannt sind hierbei die Spannungs-Rissöffnungsbeziehungen nach Reinhardt [1984], Hordijk [1992], Jirásek [2011] und Model Code [2010]. Das Entfestigungsgesetz von Reinhardt [1984] und Hordijk [1992], das anhand von umfangreichen Versuchsdaten abgeleitet wurde, ist in Gleichung 2.11 aufgezeigt.

$$\sigma_r = f_{ct} \left[ \left( 1 + \left( c_1 \cdot \frac{w}{w_c} \right)^3 \right) \cdot e^{-c_2 \cdot (w/w_c)} - \frac{w}{w_c} \cdot (1 + c_1^3) \cdot e^{-c_2} \right] \quad (2.11)$$

mit:  $w$  Rissöffnung

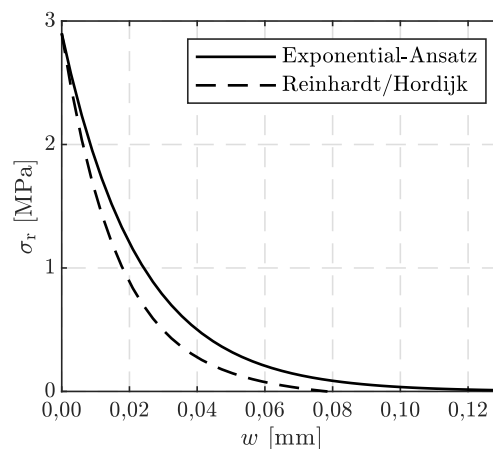
$w_c$	kritische Rissöffnung, ab der der Riss als spannungsfrei gilt, $w_c = 5,14 \cdot (G_f/f_{ct})$
$c_1$	empirischer Faktor $c_1 = 3,00$
$c_2$	empirischer Faktor $c_2 = 6,93$

Die Beziehung nach Gleichung 2.11 zeigt zwar die besten Übereinstimmungen mit Versuchen, weist aber eine vergleichsweise komplizierte Formulierung auf. Eine einfachere und zumeist ausreichende Beschreibung der Zugentfestigung lässt sich über das Exponentialgesetz nach Gleichung 2.12 erreichen [Jirásek, 2011]:

$$\sigma_r = f_{ct} \cdot e^{-\frac{w}{w_{c2}}} \quad (2.12)$$

mit:  $w_{c2}$  Materialparameter zur Kontrolle der Steilheit der Entfestigung,  $w_{c2} = 1,0 \cdot (G_f/f_{ct})$

Abbildung 2.7 zeigt den Vergleich der beiden Gesetze nach den Gleichungen 2.11 und 2.12 für einen Beton C30/37 mit einem Größtkorndurchmesser von 8 mm. Demnach ergibt sich eine kritische Rissöffnung von ca. 0,12 mm, ab der der Riss bezüglich der Übertragung residualer Zugspannungen als spannungsfrei gilt.



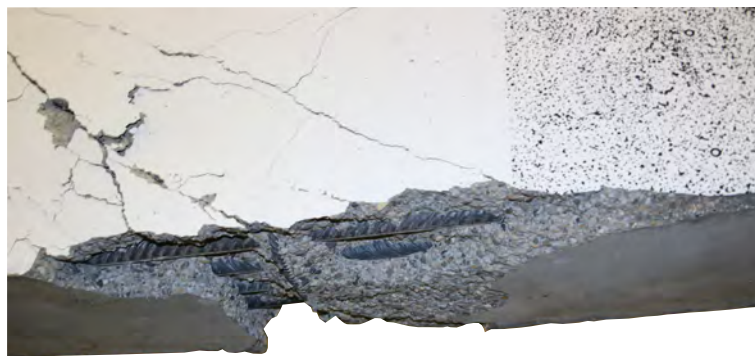
**Abbildung 2.7:** Vergleich der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen nach Gleichungen 2.11 und 2.12 zur Beschreibung der residualen Zugspannungen im Riss für einen Beton C30/37 und einen Größtkorndurchmesser von 8 mm

Die Länge der Bruchprozesszone  $l_{BPZ}$  und die residuale Zugspannung hängen nur von der Bruchenergie des Betons, die das Maß der Sprödigkeit bestimmt, ab. Demnach ist  $V_{BPZ}$  nach Gleichung 2.10 zwar abhängig von der Querschnittsbreite (an der Riss Spitze), aber unabhängig von der Querschnittshöhe. Relativ gesehen kann der Querkrafttraganteil  $V_{BPZ}$  somit für Träger mit geringer Querschnittshöhe zwar einen wesentlichen Anteil des Querkraftwiderstands darstellen, für baupraktisch relevante Querschnittshöhen im Brückenbau ist der Traganteil für den Bruchzustand jedoch vernachlässigbar

klein. So lässt sich über diesen Zusammenhang auch der Maßstabeffekt beim Querkraftwiderstand von nicht querkraftbewehrten Trägern erklären [Zink, 2000]. Es sei darauf hingewiesen, dass der Traganteil  $V_{BPZ}$  im postkritischen Bereich, insbesondere für z. B. T-Querschnitte mit einem Druckgurt, jedoch eine weitaus größere Bedeutung haben kann und die Resttragfähigkeit des Querschnitts nach Erreichen der maximalen Querkraft sicherstellen kann. So kann der kritische Schubriss nahezu horizontal im breiten Druckgurt verlaufen, wonach  $V_{BPZ}$  nach Gleichung 2.10 entsprechend große Werte annimmt.

### 2.3.4 Dübeltragwirkung

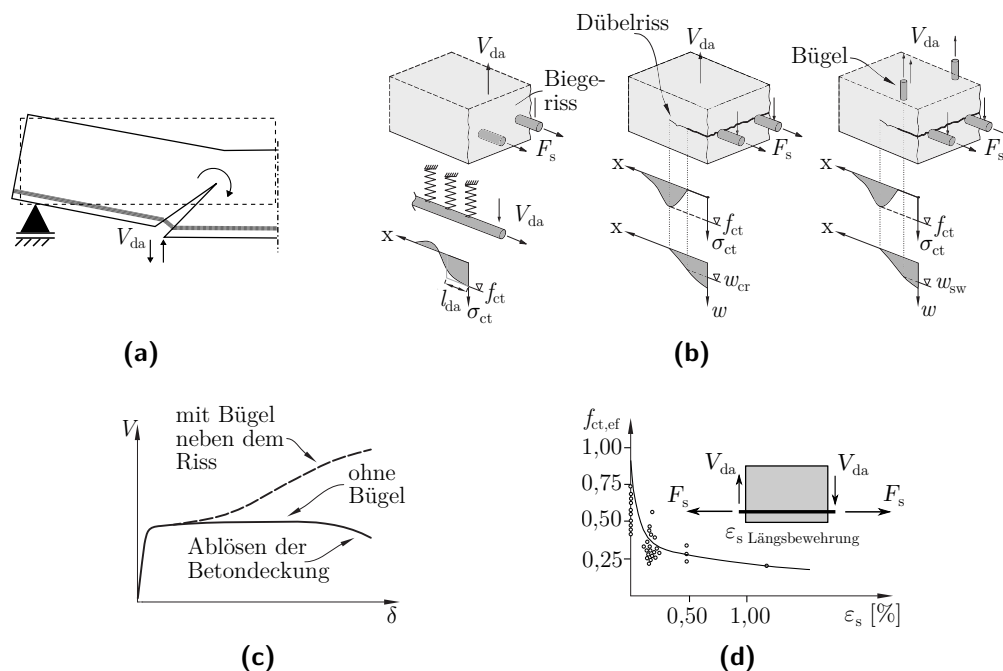
Ein weiterer Querkrafttraganteil, der in der Literatur viel diskutiert wird, ist die Dübeltragwirkung der Längsbewehrung. Aufgrund der Kinematik des Biegeschubrisses, die vereinfacht mit einer Rotation des schrägen Risses um dessen Spitze beschrieben werden kann (vgl. Abbildung 2.9a), ist für die Rissöffnung grundsätzlich ein vertikaler Versatz der Rissufer auf Höhe der Längsbewehrung in der Biegezugzone erforderlich. Somit wird die Längsbewehrung neben der Längszugbeanspruchung infolge Biegung auch auf Abscheren beansprucht. Die Längsbewehrungsstäbe können dabei als auf dem umgebenden Beton elastisch gebettete Balken idealisiert werden (vgl. Abbildung 2.9b). Aus Gleichgewichtsgründen wird die Betondeckung entlang der Längsbewehrung an dem Rissufer in Richtung des abnehmenden Biegemoments belastet und die Dübelkraft muss über Betonzugspannungen zwischen den Längsbewehrungsstäben nach oben gehängt werden. Bei ausreichender Betondeckung kann hierbei die Tragfähigkeit des Stabes erreicht werden und es kommt zu einem Versagen, da sich ein plastisches Gelenk bildet bzw. die Vergleichsspannungen die Streckgrenze des Stahls überschreiten [Randl, 2013]. Bei geringen Betondeckungen, wie dies bei der Längsbewehrung insbesondere bei Bestandsbrücken häufig der Fall ist, wird die Dübeltragfähigkeit somit durch die Zugfestigkeit des Betons bestimmt. In diesem Fall wird, bei sehr hoher Belastung des Dübels, schließlich die Betonzugfestigkeit überschritten und ein horizontaler Delimitationsriss entlang der Biegezugbewehrung tritt auf. Infolge kommt es zu einem Absprengen der Betondeckung (siehe Abbildung 2.8) und ein Großteil der Dübeltragwirkung fällt aus. [Baumann u. Rüschi, 1970b]



**Abbildung 2.8:** Abplatzungen der Betondeckung infolge Dübeltragwirkung der Biegezugbewehrung im Nachbruchbereich



Allerdings ist auch nach Bildung des Delaminationsrisses noch eine Dübeltragwirkung möglich, da sich erneut Betonzugspannungen an der Rissspitze aufbauen können (vgl. Abbildung 2.9b). Der Betonzugspannungsblock wandert mit fortschreitender Dübelrissbildung somit in Richtung des abnehmenden Biegemoments. Bei Vorhandensein einer die Längsbewehrung umschließenden Bügelbewehrung zeigt sich hingegen ein davon abweichender Tragmechanismus der Dübelwirkung. So kann sich die infolge Rissbildung freiwerdende Zugkraft auf die Bügelbewehrung umlagern, wenn der Dübelriss diese kreuzt, und es ist sogar eine Laststeigerung über die Risslast des Dübels möglich (vgl. Abbildung 2.9c). Ein Fortschreiten des Dübelrisses wird somit durch die Querkraftbewehrung behindert. [Baumann u. Rüschi, 1970b] Es sei jedoch angemerkt, dass ein Dübelriss die Querkraftbewehrung zwar grundsätzlich aktivieren kann, die Rissöffnungen des Dübelrisses jedoch womöglich nicht ausreichen, um die Querkraftbewehrung ins Fließen zu bringen.



**Abbildung 2.9:** (a) Auslösen der Dübelwirkung durch die Kinematik des schrägen Schubrisses (b) Modellbildung der Tragwirkung als elastisch gebetteter Balken und zugehörige Bettungsspannungen entlang der Längsbewehrung sowie Fortschreiten des Dübelrisses nach Erreichen der Dübelrisslast und bei Aktivierung der Querkraftbewehrung (c) Querkraft-Dübelrissöffnungs-Beziehungen aus Versuchen an Trägern mit und ohne Querkraftbewehrung (d) Reduktion der effektiven Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit der Längsdehnung in der Längsbewehrung; Teilbilder entnommen und modifiziert aus: (b), (c) [Huber, 2016] und (d) [Ruiz et al., 2015]

Grundsätzlich kann eine Dübeltragwirkung sowohl für die Biegezugbewehrung als auch für eine Biegedruckbewehrung sowie eine Querkraftbewehrung auftreten und somit die Querkrafttragfähigkeit erhöhen. Um eine Dübeltragwirkung der Druckbewehrung zu ermöglichen, muss der Schubriss jedoch zu dieser vordringen (vgl. [Cavagnis, 2017]), was erst postkritisch kurz vor oder auch während dem Kollaps eines Trägers möglich ist. Wenn aus der Kinematik des Biegeschubrisses Verschiebungen senkrecht zur Stabachse resultieren, kann auch die Querkraftbewehrung eine Dübeltragwirkung

aufweisen. Da die Stabdurchmesser gängiger Bügelbewehrung jedoch sehr gering sind und somit fast keine Biegesteifigkeit besitzen, ist deren Tragvermögen der Dübelwirkung zumeist nur minimal. Des Weiteren ist in der Regel auch die aus Rissöffnung und Rissgleitung resultierende Verschiebung senkrecht zur Stabachse einer senkrechten Bügelbewehrung nur sehr gering. Dennoch berücksichtigen vereinzelte Querkraftmodelle auch diesen Traganteil [Görtz, 2004]. In diesem Zusammenhang sei jedoch erwähnt, dass die Aktivierung einer (wenn auch geringen) Dübelwirkung der Bügelbewehrung die Betondeckung beansprucht (bzw. sogar zu Abplatzungen dieser führen kann), was mit einer Reduktion der Druckstreben Tragfähigkeit einhergeht.

Der Querkrafttraganteil aus Dübeltragwirkung hängt vor allem von der Zugfestigkeit des Betons, der Geometrie des Trägerstegs (und der Anordnung der Längsbewehrungsstäbe in diesem) sowie der Biegesteifigkeit der Längsbewehrung ab (vgl. [Zilch u. Zehetmaier, 2010]). Des Weiteren wird dieser auch von der Betondeckung, die den Versagensmodus bestimmt, und den Dehnungen in der Längsbewehrung beeinflusst [Cavagnis, 2017]. So tritt nach Vintzēleou u. Tassios [1986] für Träger ohne Bügelbewehrung bei Betondeckungen kleiner als  $6 d_s$  ein Versagen infolge eines Delaminationsrisses entlang der Bewehrungsachse mit einem Absprengen der Betondeckung infolge einer Überschreitung der Betonzugspannungen auf (Versagensmodus I). Für größere Betondeckungen kann hingegen auch ein inneres Betonversagen oder ein Fließen der Längsbewehrung (Versagensmodus II) auftreten (vgl. [Vintzēleou u. Tassios, 1986; Cavagnis, 2017]). Ferner zeigt sich in Versuchen eine deutliche Reduktion der Dübeltragwirkung  $V_{da}$  bei Interaktion mit einer Längsdehnung in der Bewehrung (siehe Abbildung 2.9d) [Sharma, 1969; Kemp u. Wilhelm, 1977; Plumey, 2007]. So kann die Längsbewehrung keine Dübelkraft mehr übertragen, sofern diese bereits infolge von Längszugkräften ins Fließen geraten ist [Zilch u. Zehetmaier, 2010]. Die deutliche Reduktion der Dübelwirkung bei großen Dehnungen der Bewehrung (für den Versagensmodus I) kann ferner auf eine Reduktion der effektiven Betonzugfestigkeit aufgrund von Verbundspannungen zurückgeführt werden [Plumey, 2007; Ruiz et al., 2015]. Bei Vorhandensein einer glatten Längsbewehrung sind diese Verbundspannungen jedoch deutlich geringer, wodurch sich ein anderes Rissbild ergibt und der Dübeltragwirkung womöglich auch ein größerer Einfluss zugeschrieben werden kann (vgl. [Leonhardt u. Walther, 1962]).

In der Literatur existieren verschiedene Modellansätze zur Erfassung einer Dübeltragwirkung, die anhand von Versuchen kalibriert wurden und zumeist einen empirischen oder semiempirischen Charakter aufweisen. Hierbei wurden reine Dübelversuche, Balkenversuche, Balkenendversuche sowie Versuche an Trägern mit vorgegebener Rissgeometrie [Plumey, 2007] durchgeführt, wobei der Einfluss einer Längsdehnung grundsätzlich nur bei Balkenversuchen richtig erfasst wird (vgl. [Cavagnis, 2017]). Die Ansätze nach Baumann u. Rüschi [1970b], Vintzēleou u. Tassios [1986] (der sowohl einen Ansatz für Versagensmodus I als auch für Versagensmodus II liefert) sowie Ruiz et al. [2013] sind hierbei am prominentesten, wobei sich diese deutlich in der prognostizierten Dübelwirkung unterscheiden. Der maximale Vertikalversatz der Rissufer bei Erreichen der maximalen Dübelkraft variiert dabei je nach Ansatz zwischen 0,01 und 0,1 mm (vgl. [Yang, 2014]). Alle genannten Modelle beschreiben die Dübeltragwirkung über eine elastische Bettung der Längsbewehrung im Beton und weisen eine sehr ähnliche Form auf. Baumann u. Rüschi [1970b] leiten die effektive Länge  $l_{da}$  des elastisch gebetteten Balkens, die auch der Länge des aktivierten (vereinfacht rechteckig angenommenen)

Betonzugspannungsblocks entspricht, dabei empirisch anhand einer umfangreichen Versuchsserie her. Die Risslast des Dübels (für nicht querkraftbewehrte Träger entspricht diese der maximalen Dübeltragfähigkeit) kann für dieses Modell nach Gleichung 2.13 bestimmt werden<sup>1</sup>:

$$V_{\text{da}} = f_{\text{ct}} \cdot b_{\text{n}} \cdot l_{\text{da}} = 0,162 \cdot b_{\text{n}} \cdot \varnothing_{\text{s}} \cdot f_{\text{c}}^{1/3} \quad (2.13)$$

mit:  $l_{\text{da}}$  effektive Länge  $l_{\text{da}} = 0,162 \cdot \varnothing_{\text{s}}$  [cm]

$b_{\text{n}}$  Nettostegbreite zwischen den Bewehrungsstäben  $b_{\text{n}} = b_{\text{w}} - \Sigma \varnothing_{\text{s}}$  [cm]

$\varnothing_{\text{s}}$  Stabdurchmesser [cm]

$f_{\text{c}}$  Würfeldruckfestigkeit des Betons [MPa]

$V_{\text{da}}$  Querkrafttraganteil aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung [kN]

Nach Überschreiten der Dübelrisslast entsprechend Gleichung 2.13 kann eine gegebenenfalls vorhandene Bügelbewehrung aktiviert werden, die den Dübelriss vernäht. Für diesen Fall wurde nach Baumann u. Rüschi [1970b] ein empirischer Zusammenhang zwischen der Verschiebung der Längsbewehrung im Dübelriss und dem Dübeltraganteil  $V_{\text{da}}$  entsprechend Gleichung 2.14 aufgestellt:

$$V_{\text{da}} = \frac{9,81}{f} \cdot \sqrt{\frac{\Delta \cdot I_{\text{v}}}{0,45}} \quad (2.14)$$

mit:  $f$  Abstand zwischen Bügel und Dübelriss [cm]

$\Delta$  Vertikalverschiebung der Längsbewehrung im Dübelriss [mm]

$I_{\text{v}}$  Trägheitsmoment des Verbundquerschnitts aus Längsbewehrung und darunterliegender Betonfläche [cm<sup>4</sup>]

$V_{\text{da}}$  Querkrafttraganteil aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung [kN]

Es sei darauf hingewiesen, dass Gleichung 2.13 jedoch nur für einlagige untenliegende Bewehrung gilt. Für zweilagige Bewehrung ist  $l_{\text{da}}$  in Abhängigkeit von  $I_{\text{v}}$  zu ermitteln (vgl. [Baumann u. Rüschi, 1970b]). Des Weiteren berücksichtigen die genannten Ansätze keine Reduktion der Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit einer Längsdehnung in der Längsbewehrung. Diesbezüglich wird in Ruiz et al. [2015] ein möglicher Ansatz aufgezeigt, der eine effektive Zugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit der Längsdehnung in der Bewehrung berücksichtigt. Ferner muss entsprechend der Ausnutzung der Längsbewehrung infolge der resultierenden Biegebeanspruchung gegebenenfalls auch

<sup>1</sup>in der Literatur weicht der empirische Faktor für die effektive Länge, durch die Umrechnung auf heutzutage gängige SI-Einheiten, teilweise voneinander ab; Die Formel wurde daher aus der Originalquelle Baumann u. Rüschi [1970b] direkt umgerechnet, wodurch sich für die gewählten Einheiten ein Faktor von 0,162 ergibt

eine Abminderung der übertragbaren Dübelkraft des Bewehrungsstabes erfolgen. Diese Interaktion wird zumeist über eine quadratische Beziehung entsprechend Gleichung 2.15 erfasst (vgl. [Vintzēleou u. Tassios, 1986; Randl, 2013]).

$$V_{\text{da,red}} = V_{\text{da}} \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma_s}{f_y}\right)^2} \quad (2.15)$$

Für Dehnungszustände nahe der Dehngrenze des Betonstahls ergibt sich demnach eine deutliche Reduktion der Dübeltragwirkung. Dieser Effekt ist insbesondere vor dem Hintergrund kritisch zu hinterfragen, dass die Längsbewehrung in der Baupraxis in der Regel wirtschaftlich für die Biegetragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit bemessen wird und somit anzunehmen ist, dass diese bei einem potentiellen Querkraftversagen bereits fließt oder nahe der Fließgrenze belastet wird. Demgegenüber wird in Laborversuchen, anhand derer entsprechende Ingenieurmodelle größtenteils kalibriert werden, zumeist ein sehr hoher Längsbewehrungsgehalt verwendet, um ein Biegeversagen der Versuchsträger zu vermeiden.

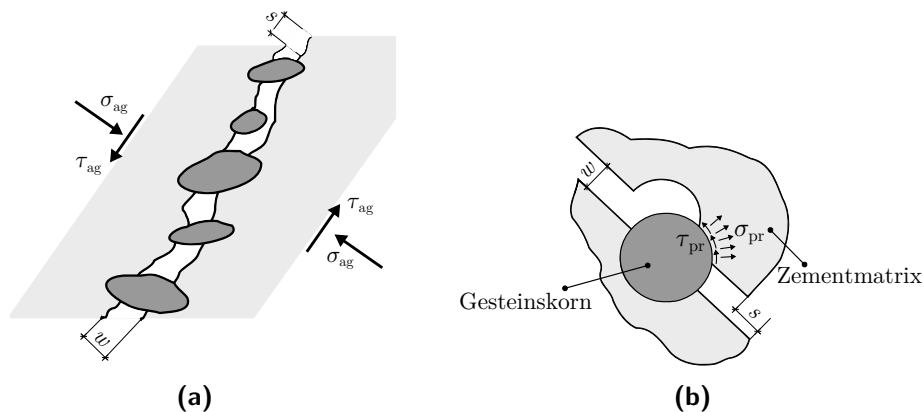
Des Weiteren herrscht Uneinigkeit über den Zeitpunkt, zu dem eine Dübelwirkung als Querkrafttraganteil auftritt. So tritt eine Dübeltragwirkung nach Chana [1987] bereits vor der Öffnung des kritischen Schubrisses in Kraft (vgl. hierzu auch [Yang, 2014]) und nach Fischer [1997] ist die Ausbildung eines Dübelrisses in Richtung Auflager eine kinematische Voraussetzung für das Vordringen des Biegeschubrisses in die Druckzone (vgl. [Zilch u. Zehetmaier, 2010]). Demgegenüber weist Zink [2000] darauf hin, dass der Dübel während eines Biegeschubversagens ausfällt und der Zeitpunkt zu dem der Dübel ausgelöst wird entscheidend dafür ist, ob dieser traglaststeigernd wirkt. So kann ein lokaler Anriss des Dübels bei ausreichender Kapazität der Druckzone auftreten. Darüber hinaus zeigt Zink [2000] anhand einer Auswertung von Querkraftversuchen einen deutlichen Maßstabeffekt der Dübeltragfähigkeit auf und kann damit einen maßgeblichen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit ausschließen.

Ferner kann in Versuchen (wie auch in den Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit) häufig beobachtet werden, dass eine Dübeltragwirkung der Längsbewehrung und kurz darauf die Bildung eines horizontalen Dübelrisses entlang der Biegezugbewehrung gleichzeitig oder kurz nach dem Vordringen des kritischen Schubrisses in die Druckzone ausgelöst wird. Zu diesem Zeitpunkt ist das Maximum der ertragbaren Querkraft jedoch bereits überschritten. Eine Addition der Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone und des Querkrafttraganteils aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung ist für die Ermittlung der Bruchquerkraft für diese Fälle somit fraglich (vgl. [Zink, 2000]). Für andere Randbedingungen kann der Dübelriss aber auch vor Erreichen der Maximallast auftreten.

### 2.3.5 Rissreibung und -verzahnung

Aus kinematischen Gründen rotiert der kritische Schubriss stets um seine Risspitze und mit fortschreitendem Vordringen in Hauptdruckspannungsrichtung stellt sich eine immer flachere Neigung des Risses ein. In Folge dieser Kinematik kommt es neben einer Rissöffnung auch zu einer Gleitung der Rissufer, so dass eine Übertragung von Normal- und Schubspannungen im Riss durch Reibung

und Kornverzahnung ermöglicht werden kann (vgl. Abbildung 2.10). Diesbezüglich sei erwähnt, dass es sich bei den Normalspannungen um Spannungen infolge einer Verteilung der Gesteinskörner (engl.: wedging stresses) senkrecht zur Rissfläche handelt (vgl. Abbildung 2.10b). Dieses als Rissreibung oder Rissverzahnung bezeichnete Phänomen (nachfolgend wird vereinfacht nur noch von Rissreibung gesprochen) wird von diversen Forschern dem Betontraganteil in Querkraftmodellen zugesprochen (vgl. z. B. [Sherwood et al., 2006; Muttoni u. Fernández Ruiz, 2008; Reineck, 2001]). In der Forschungswelt wird der Beitrag der Rissreibung zur Abtragung von Querkraften, insbesondere kurz vor bzw. beim Versagen, jedoch kontrovers diskutiert.



**Abbildung 2.10:** (a) Schematische Darstellung des Querkrafttraganteils durch Rissreibung in Abhängigkeit der Rissöffnung  $w$  und Rissgleitung  $s$ , für den Fall dass der Riss die Gesteinskörnung nicht durchtrennt (Regelfall für normalfeste Betone) (b) Kontaktspannungen zwischen Gesteinspartikel und Zementmatrix nach dem Zweiphasenmodell von Walraven [1980]

Allgemein lässt sich feststellen, dass dieser Traganteil stark von der Risskinematik (allgemein beschrieben über die Rissöffnung  $w$  und die Rissgleitung  $s$ ) und der generellen Rissform sowie -neigung abhängt. So zeigen sich bei Analysen der Querkrafttraganteile mithilfe von Messungen der genauen Risskinematik selbst für identische Versuchskörper starke Schwankungen des Rissreibungsanteils infolge unterschiedlich ausgeprägter Rissbilder [Campana et al., 2013; Huber et al., 2016a]. Generell zeigt sich dabei in den Rissabschnitten mit steilerer Neigung tendenziell ein größerer Rissreibungsanteil als in den Bereichen mit flacherer Schubrissneigung [Cavagnis, 2017]. Darüber hinaus wird die Spannungsübertragung im Riss maßgeblich durch die Rauigkeit der Rissflächen bestimmt. Diese ist wiederum insbesondere abhängig vom Betontyp, dem Größtkorndurchmesser des Zuschlags, der Sieblinie sowie der Festigkeit von Zementsteinmatrix und Gesteinskörnung. Für normalfeste Betone ist die Rauigkeit der Rissoberflächen in der Regel höher, da die Verbundfestigkeit der Zementsteinmatrix geringer als die Festigkeit der Zuschläge ist und - im Vergleich zu hoch- und ultrahochfesten Betonen - der Riss die Gesteinskörnung nicht durchtrennt, sondern um diese herum verläuft. Somit kann sich eine bessere Verzahnung der Rissufer ausbilden. Darüber hinaus weist der Querkrafttraganteil der Rissreibung eine starke Abhängigkeit vom vorhandenen Querkraftbewehrungsgrad auf. Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung kann Rissreibung einen wesentlichen Querkrafttraganteil darstellen [Cavagnis, 2017; Huber, 2016], da die maximalen Schubrissbreiten im Bruchzustand in der Regel gering sind. Ebenso werden die Schubrissbreiten bei hohen Bügelbewehrungsgraden, aufgrund der geringen

Bügeldehnungen, selbst bei Erreichen der Bruchlast entlang des gesamten Schubrisses stark begrenzt und die Spannungsübertragung im Riss wird begünstigt [Hegger et al., 2002]. Demgegenüber steigt das Verhältnis von Vertikal- und Horizontalanteil der Rissöffnung mit abnehmendem Bügelbewehrungsgrad deutlich an und für die bei geringer Schubbewehrung typischerweise flacheren Risswinkel dominiert der Vertikalanteil der Rissöffnung gegenüber der Rissgleitung [Hegger et al., 2002]. Dieser Effekt wird für Spannbetonbauteile nochmals verstärkt, da sich durch die Vorspannung noch geringere Schubrisswinkel ergeben. Für Bauteile in Spannbetonbauweise mit geringer Querkraftbewehrung - wie sie im Fokus dieser Arbeit stehen - ist eine Kraftübertragung im Riss, zumindest auf Bruchlastniveau, daher fraglich (vgl. u. a. [Görtz, 2004; Huber, 2016]). In Abschnitt 3.7.4 soll der Rissreibungsanteil daher anhand von photogrammetrischen Messungen genauer verifiziert werden.

Der Effekt der Rissreibung wurde erstmals im Zuge von Versuchen an Fugen von Betonfahrbahnen näher untersucht [Colley u. A., 1967]. Darauf aufbauend führten Fenwick u. Paulay [1968] zum ersten Mal Abscherversuche („Push-Off-Versuche“) an vorgebrochenen Fugen durch, um den Einfluss der Rissbreite und der Betonfestigkeit auf die übertragbare Schubspannung zu analysieren. Vergleichbare Push-Off-Versuche wurden in ähnlicher Form von diversen Forschern durchgeführt. Die Verschiebung der Rissflächen erfolgt dabei in der Regel parallel und die Rissbreite während des Versuchs wird in der Regel über externe Zwangskräfte senkrecht zur Rissfläche oder Bewehrung annähernd konstant gehalten. Die Übertragbarkeit der so gewonnenen Schubspannungs-Rissgleitungs-Beziehungen für unterschiedliche Rissbreiten auf die Gegebenheiten eines Biegeschubrisses sind - zumindest für Bauteile mit nur geringer Querkraftbewehrung - jedoch infrage zu stellen (siehe hierzu auch [Zink, 2000; Völgyi u. Windisch, 2017]). So zeigt sich bei genauerer Betrachtung der Kinematik eines Biegeschubrisses in vielen Fällen, dass in frühen Belastungsphasen zwar geringe Rissbreiten  $w$ , aber nahezu keine Rissgleitungen  $s$  auftreten und bei Erreichen der Bruchlast zwar Rissgleitungen beobachtbar sind, aber bereits so große Rissbreiten vorliegen, dass eine Spannungsübertragung im Riss (außer in unmittelbarer Nähe zur Risspitze) ausgeschlossen werden kann (vgl. hierzu auch [Windisch, 2011]). Diesbezüglich konnten Völgyi u. Windisch [2017] anhand von Querkraftversuchen mit und ohne Bügelbewehrung, für die eine Rissreibung mithilfe von einbetonierten Plastikscheiben im Bereich des kritischen Schubrisses unterbunden wurde, zeigen, dass kein nennenswerter Querkrafttraganteil infolge Rissreibung in der gerissenen Zugzone vorhanden ist.

In der Literatur finden sich viele verschiedene Ansätze zur Berechnung der infolge Rissreibung resultierenden Spannungen in Abhängigkeit der Risskinematik (ausgedrückt über die Öffnung  $w$  und die Gleitung  $s$  der Rissflächen). Die wohl bekannteste Arbeit auf diesem Gebiet stammt von Walraven [1980], der anhand von Abscherversuchen (mit einer externen Rückhaltevorrichtung sowie mit Bewehrung in der Fuge) einen Zusammenhang zwischen den relativen Verschiebungen der (vorgebrochenen) Rissufer ( $w$  und  $s$ ) und den aufnehmbaren Normalspannungen  $\sigma_{ag}$  und Schubspannungen  $\tau_{ag}$  im Riss herstellte. Für die Ermittlung dieses Zusammenhangs wurde der Einfluss der Betonfestigkeit, des Größtkorndurchmessers, der Bewehrungsmenge, der Steifigkeit der Zwangsvorrichtung sowie der Anfangsrissöffnung untersucht. Hintergrund der Theorie von Walraven [1980] ist das sogenannte „Zweiphasenmodell“, ein Modell mit klarem physikalischen Hintergrund, dass die einzelnen Zuschlagskörner als starre in der Zementsteinmatrix eingebettete Kugeln diskretisiert. Die übertragbaren Spannungen

leitete *Walraven* aus den Kontaktpressungen der einzelnen Gesteinskörner mit der umgebenden Zementmatrix ab. Das Zweiphasenmodell geht davon aus, dass sich die gesamte Rissöffnung vor einem Gleiten der Rissflächen einstellt. Das ursprüngliche Modell ist nicht geschlossen lösbar, weshalb für eine detailliertere Darstellung auf *Walraven* [1980] verwiesen wird. Zusätzlich leiteten *Walraven* u. *Reinhardt* [1981] zwei vereinfachte, linearisierte Gleichungen (Gleichungssystem 2.16) für die Ermittlung der Normal- und Schubspannungen im Riss ( $\sigma_{ag} > 0$  und  $\tau_{ag} > 0$ ) ab, die auch in *Model Code* [2010] enthalten sind, wobei ein zusätzlicher Faktor  $C_f$  eingeführt wurde, der die Rissrauigkeit berücksichtigt.

$$\begin{bmatrix} \sigma_{ag} \\ \tau_{ag} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_f \cdot \{-0,06 \cdot f_c + [1,35 \cdot w^{-0,63} + (0,242 \cdot w^{-0,55} - 0,19) \cdot f_c] \cdot s\} \\ C_f \cdot \{-0,04 \cdot f_c + [1,80 \cdot w^{-0,80} + (0,292 \cdot w^{-0,70} - 0,25) \cdot f_c] \cdot s\} \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

Der sogenannte „aggregate effectivity factor“  $C_f$  kann für normalfesten Beton in der Regel mit 1,0 angenommen werden, da die Zuschlagkörner durch den Riss nicht durchtrennt werden. Für Betone mit einer geringen Festigkeit der Gesteinskörnung oder hoch- und ultrahochfeste Betone (Grobkorn-UHPC), die über eine höhere Festigkeit der Zementsteinmatrix im Vergleich zur Gesteinskörnung verfügen, so dass ein Riss durch die meisten Körner hindurchführt, kann ein Wert für  $C_f$  von 0,35 angenommen werden. [*Model Code*, 2010]

Neben anderen im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachteten Ansätzen findet das „Rough crack model“ nach *Gambarova* u. *Karakoç* [1983] oftmals Anwendung zur Bestimmung der im Riss übertragbaren Spannungen. Es handelt sich um eine Modifizierung des gleichnamigen Modells nach *Bazant* u. *Gambarova* [1980], die die Rissflächen als regelmäßige Anordnung von trapezförmigen Unebenheiten abbildet. Die Normalspannung im Riss ist in diesem Modell in Abhängigkeit zur vorhandenen Schubspannung formuliert, die wiederum in Relation zum Verhältnis von Rissgleitung zu Rissöffnung gesetzt wird und mit zunehmender Rissbreite und kleinerem Größtkorndurchmesser abnimmt (siehe Gleichungssystem 2.17).

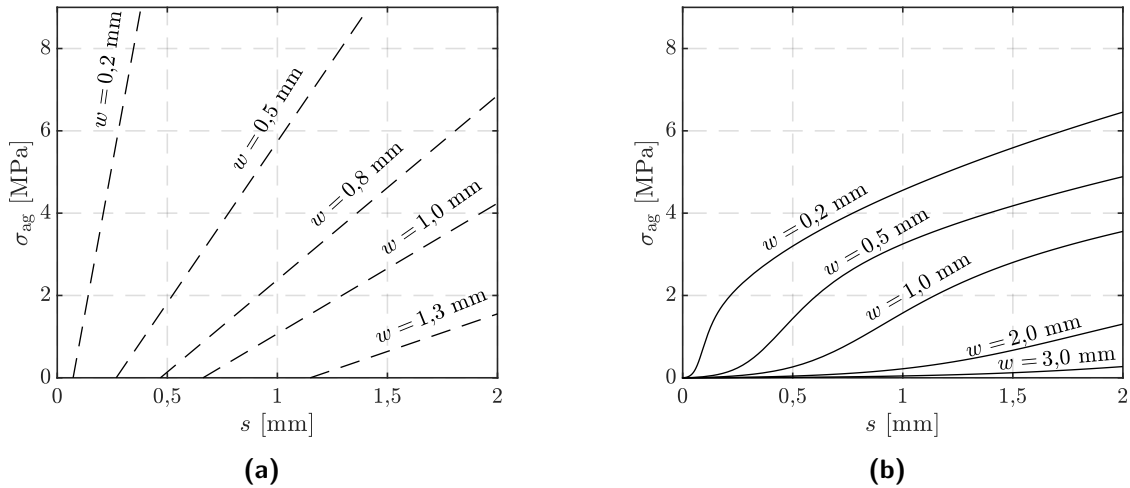
$$\begin{bmatrix} \sigma_{ag} \\ \tau_{ag} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,62 \cdot \sqrt{w} \cdot \frac{r}{(1+r^2)^{0,25}} \cdot \tau_{ag} \\ \tau_0 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2 \cdot w}{d_g}}\right) \cdot r \cdot \frac{a_3 + a_4 \cdot |r^3|}{1 + a_4 \cdot r^4} \end{bmatrix} \quad (2.17)$$

mit:

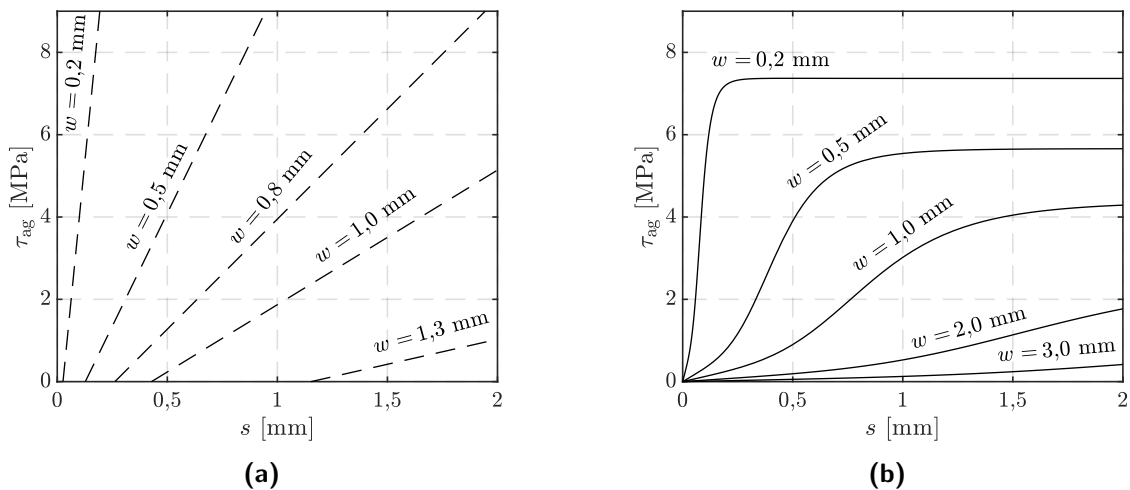
- $r$  Verhältnis von Rissgleitung zu Rissweite  $r = s/w$
- $\tau_0$  Grundwert der Schubspannung  $\tau_0 = 0,25 \cdot f_c$
- $d_g$  Größtkorndurchmesser
- $a_3$  empirischer Faktor,  $a_3 = 2,45/\tau_0$
- $a_4$  empirischer Faktor,  $a_4 = 2,44 \cdot (1 - 4/\tau_0)$

Abbildung 2.11 stellt die Normalspannung und Abbildung 2.12 die Schubspannung im Riss in Abhängigkeit der Rissgleitung für verschiedene Rissbreiten für die beiden vorgestellten Ansätze grafisch dar. Für die Darstellungen wurde der Faktor  $C_f = 1,0$  (normalfester Beton), eine (Zylinder-)Betondruckfestigkeit  $f_c = 30$  MPa und ein Größtkorndurchmesser  $d_g = 8$  mm angesetzt. Insbesondere für größere Rissbreiten zeigen sich deutliche Abweichungen zwischen den beiden Modellansätzen. Zudem flacht der vereinfachte Ansatz des Zweiphasenmodells nach *Walraven* [1980]

im Vergleich zum exakten Ansatz und dem Rough crack model von Gambarova u. Karakoç [1983] mit zunehmender Rissgleitung nicht ab.



**Abbildung 2.11:** Betrag der Normalspannung im Riss in Abhängigkeit der Rissgleitung  $s$  für verschiedene Rissbreiten  $w$  nach (a) dem vereinfachten Zweiphasenmodell von Walraven [1980] (b) dem Rough crack model von Gambarova u. Karakoç [1983]



**Abbildung 2.12:** Betrag der Schubspannung im Riss in Abhängigkeit der Rissgleitung  $s$  für verschiedene Rissbreiten  $w$  nach (a) dem vereinfachten Zweiphasenmodell von Walraven [1980] (b) dem Rough crack model von Gambarova u. Karakoç [1983]

Die beiden vorgestellten Ansätze werden in Kapitel 3.7.4 für ausgewählte Versuche zur Ermittlung des Querkrafttraganteils infolge Rissreibung verwendet, indem die photogrammetrischen Messungen der Risskinematik ( $w$ ,  $s$ ) während der Versuche herangezogen werden. Selbiges Vorgehen wurde bereits in zahlreichen anderen Untersuchungen wie z. B. [Hegger et al., 2002; Campana et al., 2013; Cavagnis et al., 2015; Huber, 2016; Herbrand et al., 2017; Huber, 2019; Valença u. Carmo, 2019]



angewendet. Die Querkraftübertragung durch Rissreibung lässt sich letztendlich durch Integration der Vertikalanteile von Schub- und Normalspannung im Riss nach Gleichung 2.18 ermitteln. Hierzu wird der Riss als Polygonzug entlang der photogrammetrischen Messstellen  $i$  diskretisiert, wobei jeder Polygonabschnitt die Länge  $l_{r,i}$  und den Neigungswinkel  $\beta_r$  aufweist.

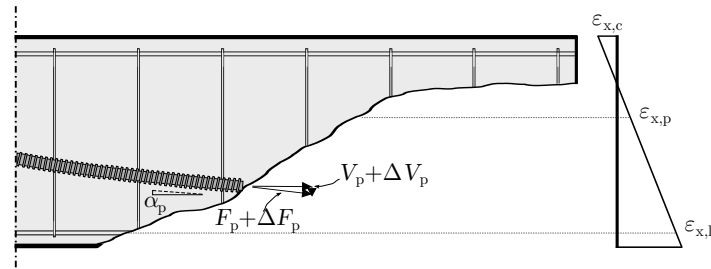
$$V_{ag} = \sum_{i=0}^n b_w \cdot \left( \int_{s=0}^{l_{r,i}} \tau_{ag} \cdot \sin \beta_{r,i} ds - \int_{s=0}^{l_{r,i}} \sigma_{ag} \cdot \cos \beta_{r,i} ds \right) \quad (2.18)$$

### 2.3.6 Vorspannung

Die Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen kann durch eine Vorspannung deutlich erhöht werden, was auf mehrere Effekte zurückgeführt werden kann. Die Längsdruckkräfte infolge der Vorspannung bewirken eine Vergrößerung der Druckzonenhöhe und somit einen größeren Betontraganteil der Druckzone zur Abtragung von Querkraften, falls die Druckstreben tragfähigkeit des Bauteils nicht maßgebend ist (was außer bei Trägern mit dünnen Stegen und hohem Querkraftbewehrungsgehalt zumeist der Fall ist). Dieser Effekt kann auch als additive Tragwirkung eines Sprengwerks [Zink, 2000] (Beanspruchung durch Einzellasten bei gerader Spanngliedführung) bzw. eines Druckbogens [Gleich et al., 2016; Gleich, 2020], (Beanspruchung durch Gleichlasten und/oder bei geneigter Spanngliedführung) interpretiert werden. Durch die Längsdruckkräfte bleibt - auch bei größeren Schubschlankheiten - ein größerer Bereich neben dem Auflager ungerissen, was den Querkraftabtrag über direkte Druckstreben ins Auflager (auch bei hohen Querkraften) begünstigt. Gleichfalls führt der Normalkraftanteil der Druckkraft im Beton aus äußerer Vorspannung im Mittel zu einer geringeren Neigung der Hauptdruckspannungstrajektorien und somit auch zu flacheren Schubrisswinkeln. Letzteres bewirkt wiederum gleichzeitig eine Erhöhung des Bügeltraganteils, da aufgrund der flacheren Neigung mehr Bügel durch den kritischen Schubriss gekreuzt werden. Da die Rissbildung durch die Vorspannung jedoch erst bei höheren Querkraft- bzw. Momentenbeanspruchungen auftritt, wird die Querkraftbewehrung bei Spannbetonbauteilen grundsätzlich erst später aktiviert [Leonhardt et al., 1973].

Bei geneigter Führung der Spannglieder tragen diese selbst einen Teil der Querkraft durch gegengerichtete Umlenkkräfte ab. Der Vertikalanteil der Vorspannkraft  $V_p$  wirkt der Querkraft somit entgegen, weshalb dieser in der Bemessung direkt von der einwirkenden Querkraft abgezogen werden kann. Gleichzeitig beeinflusst die Spanngliedneigung auch den Verlauf des Druckgurtes. Für hochgezogene Spannglieder im Auflagerbereich kann sich dies gegebenenfalls auch negativ auf die Querkrafttragfähigkeit auswirken, falls die schlaffe Längsbewehrung zu schwach ausgeführt ist, da sich die Betondruckstreben dann vermehrt gegen die Verankerung des steiferen Spannglieds abstützen, wodurch deren Neigung wiederum flacher wird [Leonhardt, 1980].

Neben der anfänglichen Vorspannkraft  $F_p$  kann auch der Zuwachs der Vorspannkraft  $\Delta F_p$ , der aus der zunehmenden Momenten- und Querkraftbeanspruchung bzw. der damit einhergehenden Rissbildung resultiert, als Traganteil  $\Delta V_p$  zum Abtrag von Querkraften beitragen (vgl. Abbildung 2.13).



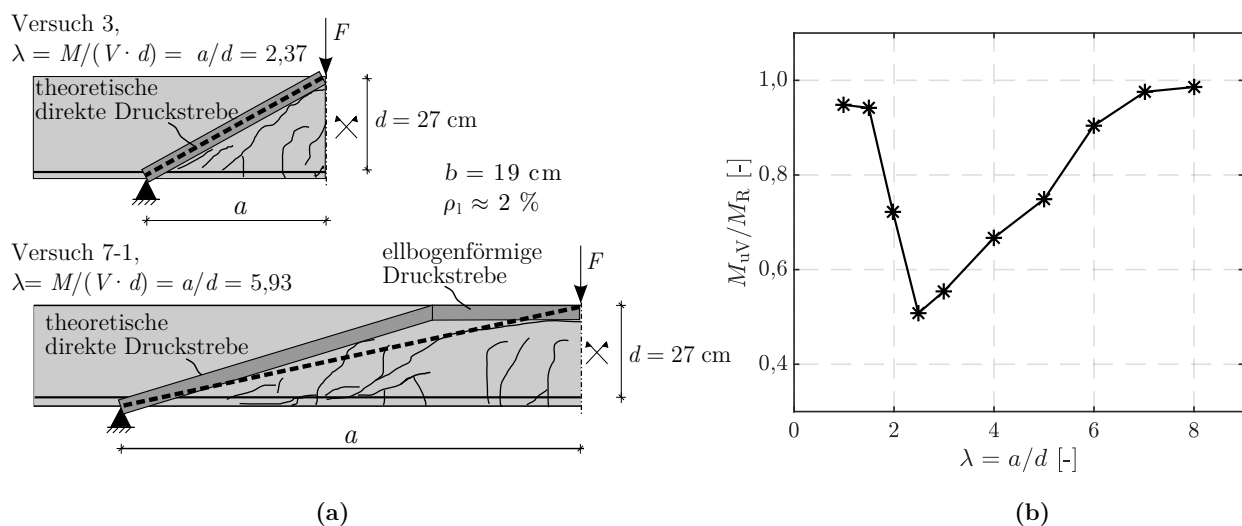
**Abbildung 2.13:** Querkrafttraganteil geneigter Spannglieder unter Berücksichtigung des Spannkraftzuwachses im kritischen Schubriss und zugehörige Dehnungsebene für die resultierende Momenten- und Normalkraftbeanspruchung

Insbesondere für bestehende Spannbetonbrücken, die infolge von zeitabhängigen Verlusten einen deutlichen Zuwachs der Vorspannkraft bis zur Streckgrenze des Spannstahls ermöglichen, kann dies einen nicht zu vernachlässigenden Querkrafttraganteil darstellen. Nach der BEM-ING [2020] und DIN-FB-102 [2009] darf  $V_{pd}$  aus der Spannstahlkraft  $F_{pd}$  infolge des einwirkenden Moments  $M_{Ed}$  und der einwirkenden Normalkraft  $N_{Ed}$  bestimmt werden, wobei die Spannstahlkraft auf  $F_{pd} \leq A_p \cdot f_{p0,1k} / \gamma_s$  zu begrenzen ist. Somit ist eine Berücksichtigung des Spannkraftzuwachses als Querkraftkomponente grundsätzlich nicht ausgeschlossen, solange  $\Delta F_{pd} \leq (f_{p0,1d} - \sigma_{pm,t}) \cdot A_p$  gilt. Für die genaue Ermittlung des Spannkraftzuwachses ist jedoch eine iterative Ermittlung der Dehnungsebene im Bemessungsschnitt (ggf. unter genauerer Berücksichtigung der Verbundbedingungen) erforderlich, die beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit nur in seltenen Fällen bei einer Nachweisführung nach Stufe 4 angewendet wird. Um den Einfluss eines Spannkraftzuwachses auf den Querkraftwiderstand genauer zu untersuchen, wird diesem Thema im Zuge dieser Arbeit besondere Aufmerksamkeit geschenkt und eine Ermittlung von  $\Delta V_p$  für die eigenen Versuche aus der gemessenen Schubrissöffnung mithilfe des in Kapitel 2.4.2 beschriebenen analytischen Verbundmodells vorgenommen.

### 2.3.7 Direkte Druckstreben

Bei nicht schubslanken Bauteilen (Schubslankheit  $\lambda < 2,5$ ) bzw. in auflagnahen Bereichen tritt ein zusätzlicher Querkrafttraganteil durch den direkten Lastabtrag ins Auflager auf. So kann sich bei kleinen Schubslankheiten auch nach Schubrissbildung eine direkte Druckstrebe ins Auflager ausbilden, deren resultierender Vertikalanteil einen Teil der einwirkenden Querkraft aufnimmt (vgl. Abbildung 2.14a). Nach Zink [2000] kann der traglaststeigernde Effekt bei geringen Schubslankheiten auch darauf zurückgeführt werden, dass die Stahldehnungen in der Längsbewehrung geringer sind und der Einfluss der Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen („tension stiffening“) somit größer ist. In der Literatur wird dieser Lastabtragungsmechanismus zumeist indirekt über die Schubslankheit berücksichtigt, indem der Betontraganteil faktorisiert wird, falls die Betrachtung am Querschnitt erfolgt (vgl. z. B. [Zink, 2000; Huber, 2016]). Mit zunehmender Schubslankheit wird die direkte Druckstrebe jedoch durch Schrägrisse gekreuzt, wodurch deren Tragfähigkeit reduziert bzw. eliminiert wird. Nach Kani [1964] und Leonhardt u. Walther [1962] können je nach Schubslankheit verschiedene Versagensmechanismen unterschieden werden. Für sehr geringe Schubslankheiten bzw. wandartige

Träger kann sich die Druckstrebe mit steiler Neigung direkt auf das Auflager abstützen und ein Querkraftversagen wird in der Regel nicht maßgebend. Für eher schubslanke Bauteile ( $\lambda > 2,5$ ) ist der Einfluss der direkten Druckstrebe noch vorhanden, aber die Druckstrebe wird durch zunehmende Biegeschubrissbildung gestört und es müssen sich alternative Lastpfade ausbilden, um den gerissenen Bereich mit reduzierter Steifigkeit zu umgehen. In diesem Zusammenhang wird in der Literatur auch von der Ausbildung „ellbogenförmiger Druckstreben“ gesprochen [Muttoni u. Fernández Ruiz, 2008] (vgl. Abbildung 2.14a). Yang [2014] weist der direkten Druckstrebe (bzw. der Ausbildung eines Sprengwerks oder Druckbogens) ferner die Sicherstellung einer Resttragfähigkeit, nach Ausbildung eines Dübelrisses und dem Ausfall der Rissreibung infolge Schubrissbildung, zu. Für sehr schubslanke Bauteile verliert das Querkraftversagen zunehmend an Bedeutung und das Biegeversagen wird maßgebend. Bei der Unterscheidung des Tragverhaltens je nach Schubslankheit wird auch von einer „Kragträgerwirkung“ („cantilever action“) bei geringen Schubslankheiten und einer „Balkentragwirkung“ („beam action“) bei großen Schubslankheiten gesprochen [Cavagnis, 2017]. Der Tragmechanismus wird dabei auch vom Querkraftbewehrungsgehalt gesteuert (vgl. hierzu auch [Schramm u. Fischer, 2019]).



**Abbildung 2.14:** (a) Theoretische direkte Druckstrebe (und ellbogenförmige Druckstrebe bei größerer Schubslankheit) für unterschiedliche Schubslankheiten dargestellt an zwei ausgewählten Versuchen aus Leonhardt u. Walther [1962] (b) „Schubtal nach Kani“ dargestellt anhand der Versuche von Leonhardt u. Walther [1962] mit  $M_{uV} \hat{=} \text{Moment bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit}$  und  $M_R \hat{=} \text{theoretische Momententragfähigkeit}$

Bei Vorhandensein einer Vorspannung wird der ungerissene Bereich vergrößert und ein direkter Lastabtrag somit auch bei größeren Schubslankheiten ermöglicht (vgl. [Zink, 2000; Huber, 2016]). Der Bereich mit mittleren Schubslankheiten, für den die Querkrafttragfähigkeit maßgebend sein kann, wird auch als „Schubtal nach Kani“ bezeichnet [Kani, 1964] (vgl. Abbildung 2.14b).

Neben der Tragwirkung von direkten Druckstreben ist die Schubslankheit auch ein Maß für die Interaktion zwischen Querkraft- und Biegebeanspruchung bzw. den Längsdehnungszustand [Zilch u. Zehetmaier, 2010]. Bei einer dehnungsbasierten Formulierung, die auch für den Ansatz

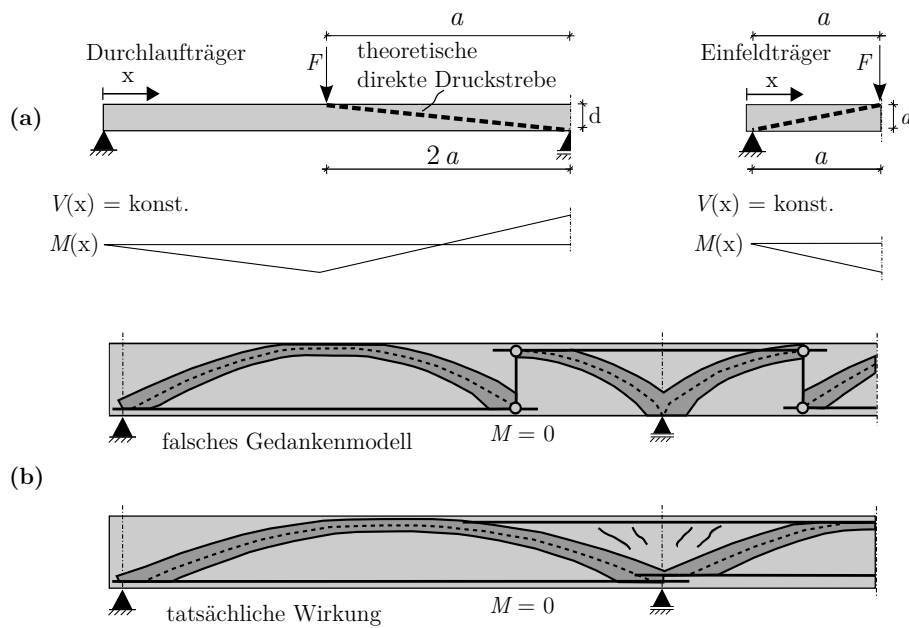
im Rahmen dieser Arbeit Anwendung finden soll, wird die Momenten-Querkraft-Interaktion jedoch explizit berücksichtigt, so dass der Einfluss der Schubslankheit lediglich für den Beitrag direkter Druckstreben zur Abtragung von Querkraften relevant ist. In Deutschland wird der Einfluss der Schubslankheit (Momenten-Querkraft-Interaktion) normativ grundsätzlich nicht einbezogen (vgl. [EN 1992-2, 2010; EN 1992-2/NA, 2013]), es ist lediglich eine Abminderung der Bemessungsquerkraft bei auflagernahen Einzellasten bei direkter Lagerung zulässig.

Allgemein wird die Schubslankheit über das Verhältnis von maximalem Biegemoment und maximaler Querkraft, bezogen auf die statische Nutzhöhe des Querschnitts, definiert (vgl. Gleichung 2.19 und [Zilch u. Zehetmaier, 2010]) :

$$\lambda = \frac{M_{\max}}{V_{\max} \cdot d} \quad (2.19)$$

Für Einfeldträger unter Einzellasten kann die Schubslankheit  $\lambda$  auch direkt über das Verhältnis von Lastabstand und statischer Nutzhöhe  $a/d$  definiert werden. Nach Leonhardt u. Walther [1965] und Adam et al. [2018] kann die Schubslankheit von Durchlaufträgern ebenso nach Gleichung 2.19 bestimmt werden. Mit dieser Definition wird die Momenten-Querkraft-Interaktion zwar richtig erfasst, für den Querkrafttraganteil direkter Druckstreben ins Auflager ist diese jedoch kritisch zu hinterfragen. So zeigt der Vergleich des theoretischen Verlaufs einer direkten Druckstrebe für einen Einfeld- und einen Durchlaufträger mit gleicher Schubslankheit nach Gleichung 2.19 (siehe Abbildung 2.15a)), dass sich dieser im Falle des Durchlaufträgers flacher einstellen muss. Der Vertikalanteil der direkten Druckstrebe, der dem Querkrafttraganteil entspricht, ist somit kleiner. Analog zu Einfeldträgern kann sich dennoch eine Sprengwerk- oder Bogenwirkung einstellen, wobei diese am Momentennullpunkt nicht von unten nach oben wechselt, sondern von Auflager zu Auflager reicht (vgl. Abbildung 2.15b) [Leonhardt u. Walther, 1965]. Es ist somit anzunehmen, dass der Einfluss der Schubslankheit auf den Querkrafttraganteil direkter Druckstreben bei Durchlaufträgern geringer ist als bei einfeldrigen Systemen.

Ferner zeigt sich auch eine Diskrepanz der Schubslankheits-Definition entsprechend Gleichung 2.19 für Einzel- und Gleichlasten. So tritt ein Querkraftversagen bei durch Einzellast beanspruchten Einfeldträgern in der Regel immer nahe der Lasteinleitung (maximales Moment bei konstanter Querkraft) und bei Trägern unter Gleichlast am Auflager (geringes Moment bei maximaler Querkraft) auf.



**Abbildung 2.15:** (a) Vergleich der Tragwirkung direkter Druckstreben bei gleichen Schubslankheiten für Einfeld- und Durchlaufträger (b) Modellvorstellungen über den Verlauf des Druckbogens bei Durchlaufträgern (oben: Modellvorstellung für dicke Stege, unten: tatsächliche Wirkung bei dünneren Stegen und schwacher Schubbewehrung); Teilbild (b) entnommen und modifiziert aus [Leonhardt u. Walther, 1965]

Nach Huber et al. [2014, 2018] kann der Einfluss der Schubslankheit vereinfacht und auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden, wobei dieser insbesondere für die Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung eine wichtige Rolle spielen kann. Für eine genauere Betrachtung kann der Querkrafttraganteil der Druckzone demnach entsprechend mit dem Faktor  $\beta_{cc}$  nach Gleichung 2.20 erhöht werden, wobei dies auch im Bereich der Innenstütze bei Durchlaufträgern zulässig ist (vgl. [OENORM B 4008-2; 2019; Huber et al., 2018]):

$$\beta_{cc} = 2,15 - \frac{M_{Ed,max}}{3 \cdot V_{Ed,max} \cdot h} \quad (2.20)$$

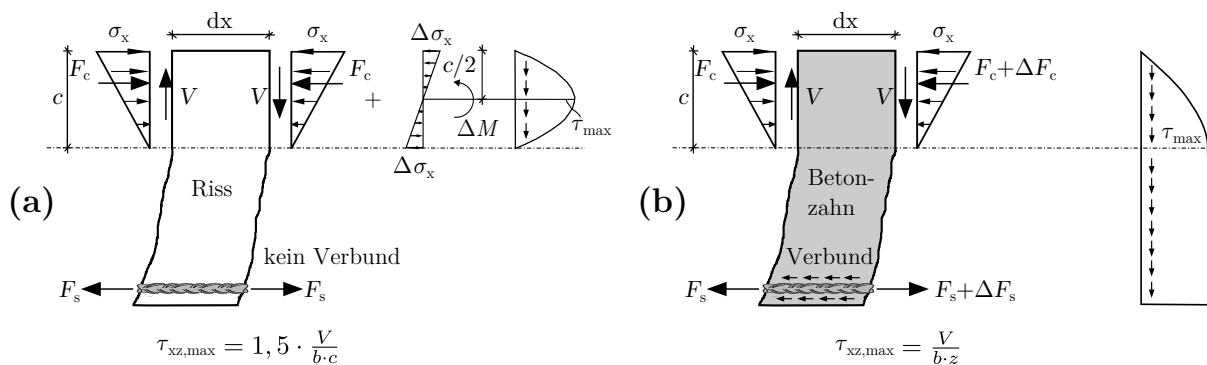
Nach Huber et al. [2018] bildet sich der kritische Biegeschubriss mit größer werdender Schubslankheit bei Durchlaufträgern nicht mehr zwangsläufig aus dem äußersten Biegeriss. In dem zugehörigen Querkraftmodell wird dieser Umstand durch eine Verschiebung des Nachweisschnitts berücksichtigt.

Für die Versuche im Rahmen dieser Arbeit wurde die Schubslankheit für die Träger mit Rechteckquerschnitt im Grenzbereich gewählt, so dass der Einfluss einer direkten Druckstrebe zu berücksichtigen ist. Für die Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt musste aufgrund der Anlagenkapazität bei der Lastaufbringung eine vergleichsweise geringe Schubslankheit gewählt werden. Durch die Vouten für die Lasteinleitung wird die effektive Schubslankheit weiterhin etwas reduziert, was den Einfluss direkter Druckstreben vergrößert.

### 2.3.8 Betontraganteil der Druckzone

Die Schubtragfähigkeit der Betondruckzone<sup>2</sup> kann, insbesondere bei nicht bzw. gering querkräftbewehrten Trägern, einen wesentlichen Querkrafttraganteil darstellen. So weisen einige Modellvorstellungen der Querkrafttragfähigkeit der Druckzone die maßgebliche Rolle für den Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen zu (vgl. z. B. [Walther, 1958, 1962; Zink, 2000; Windisch, 2000; Khuntia u. Stojadinovic, 2001; Zararis u. Papadakis, 2001; Tureyen u. Frosch, 2003; Park et al., 2006; Huber, 2016; Choi et al., 2016]), wobei in der Forschung grundsätzlich Uneinigkeit über den quantitativen Beitrag der Betondruckzone zur Abtragung von Querkraften herrscht.

Der Querkraftabtrag in der Druckzone kann global gesehen als Druckbogen- bzw. Sprengwerktragwirkung interpretiert werden und mechanisch als Integral der Schubspannungen über die Druckzonenhöhe (vgl. Abbildung 2.16) quantifiziert werden. Der entsprechende Traganteil steht im engen Zusammenhang zum Querkrafttraganteil infolge direkter Druckstreben, wobei die Tragwirkungen grundsätzlich getrennt voneinander zu sehen sind. So kann sich bei großen Schubslankheiten keine klare Tragwirkung infolge direkter Druckstreben einstellen, da diese durch Schrägrisse gestört werden, ein Querkrafttraganteil der Druckzone kann aber dennoch vorhanden sein (in der Gestalt von ellbogenförmigen Druckstreben). Die traglaststeigernde Wirkung von direkten Druckstreben (bzw. der Effekt der Schubslankheit) kann jedoch auch über den Querkrafttraganteil der Druckzone ausgedrückt werden, indem die Erhöhung des Widerstands der Betondruckzone infolge lotrechter Spannungen  $\sigma_z$  (in der Bruchhypothese) berücksichtigt wird (vgl. [Walther, 1962]).



**Abbildung 2.16:** Querkrafttraganteil der Druckzone und Verteilung der Schubspannungen  $\tau_{xz}$  unter der Annahme eines Ebenbleibens der Querschnitte sowie einer linear elastischen Verteilung der Längsspannungen in der Betondruckzone (a) Verhältnisse im Riss und (b) Verhältnisse zwischen den Rissen; entnommen und modifiziert aus [Tureyen u. Frosch, 2003]

Die bekannten Querkraftmodelle auf Basis der Tragfähigkeit der Betondruckzone unterscheiden sich teilweise hinsichtlich des angenommenen Verlaufs der vertikalen Schubspannungen entlang eines vertikalen Schnittes der Druckzone. Grundsätzlich ist hierbei auch zu unterscheiden, ob ein Schnitt im Riss oder zwischen zwei Rissen betrachtet wird (vgl. Abbildung 2.16). Werden die Spannungsverhältnisse im Riss betrachtet, so weißt die Stahlzugkraft einen konstanten Wert an beiden Schnittufern auf,

<sup>2</sup>In der Literatur wird häufig von einer „ungerissenen Druckzone“ gesprochen. Im Rahmen dieser Arbeit wird hingegen lediglich die Bezeichnung „Druckzone“ verwendet, da davon ausgegangen wird, dass diese definitionsgemäß ungerissen ist.

da sich diese durch den fehlenden Verbund nicht ändern kann. Folglich müssen sich zur Aufnahme des Versatzmoments  $\Delta M = V \cdot \Delta x$  aus Gleichgewichtsgründen die am rechten Schnittufer von Abbildung 2.16(a) dargestellten parabelförmigen, vertikalen Schubspannungen in der Druckzone einstellen. Im Rahmen der vorliegenden Betrachtung wurde der Einfluss rissübergreifender Spannungen an der Risspitze vereinfacht vernachlässigt und eine Betrachtung am entlang eines Schrägrisses freigeschnittenen Körpers mit senkrechtem Schnitt durch die Druckzone vorgenommen. Für einen über die Höhe linear veränderlichen Längsspannungszustand liegt das Maximum der Schubspannung somit in der Mitte der Druckzone und am oberen sowie unteren Rand fallen die Schubspannungen mechanisch korrekt auf null ab. Der in Abbildung 2.16 dargestellte Schubspannungsverlauf ergibt sich folglich aus der Änderung der Längsspannungen bzw. der Momentenänderung  $\Delta M = V \cdot dx$ . Für die Betrachtung eines Schnitts zwischen zwei Rissen bzw. an einem Betonzahn (vgl. Abbildung 2.16(b)) kann sich hingegen über Verbundspannungen eine Änderung der Stahlzugkraft einstellen, woraus horizontale und vertikale Schubspannungen im Betonzahn oberhalb der Längsbewehrung resultieren. [Tureyen u. Frosch, 2003].

Für Querschnitte unter kombinierter Querkraft- und Momentenbeanspruchung kann aufgrund der auftretenden Schubverzerrungen bzw. des zunehmend in Längsrichtung des Trägers fortschreitenden Schubrisses im Bereich der Risspitze strenggenommen nicht mehr von einem Ebenbleiben der Querschnitte ausgegangen werden. Auf diese Tatsache stützend finden sich in der Literatur erweiterte Biegetheorien, die diesen Umstand über Verformungs- oder Verträglichkeitsbeziehungen (einschließlich etwaiger Schubverformungen) berücksichtigen [Walther, 1958, 1962; Kautsch, 2005]. Ferner ist es erforderlich, den Einfluss der Querschnittsform auf die Verteilung der Schubspannungen zu berücksichtigen.

In der Literatur finden sich für die Verteilung der vertikalen Schubspannungen in der Betondruckzone unterschiedliche Ansätze. Neben der beschriebenen, mechanisch begründbaren parabolischen Verteilung mit Maximum in der Mitte (vgl. Abbildung 2.16 und z. B. [Walther, 1958; Tureyen u. Frosch, 2003; Huber, 2016]) wird der Schubspannungsverlauf häufig auch als Halbparabel mit Maximalwert auf Höhe der Längsspannungsnulllinie (und einem gegebenenfalls vorhandenen Abfall auf null bei Berücksichtigung einer Betonzugfestigkeit) diskretisiert (vgl. z. B. [Zink, 2000; Classen, 2020]). Ferner existieren auch Ansätze, die im Bruchzustand, aufbauend auf längsspannungsabhängigen Bruchkriterien, einen parabolischen Verlauf der vertikalen Schubspannungen mit Maximum am äußersten gedrückten Rand postulieren [Windisch, 2000]. Generell kann jedoch festgestellt werden, dass sich der angenommene Verlauf der Schubspannungen  $\tau_{xz}$  in der Druckzone nur geringfügig auf den letztendlichen Querkraftwiderstand der Betondruckzone auswirkt (vgl. [Walther, 1958]). Einen großen Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone weist hingegen die Druckzonenhöhe auf (vgl. [Walther, 1958; Zink, 2000; Huber, 2016]). Für Spannbetonträger - wie sie im Fokus dieser Arbeit stehen - bewirkt die Vorspannkraft eine Vergrößerung der Druckzonenhöhe und Letztere ist grundsätzlich von der resultierenden Biegebeanspruchung abhängig und muss iterativ ermittelt werden (vgl. [Zink, 2000]). Ferner ist hierbei der Einfluss einer ggf. vorhandenen Druckbewehrung sowie des Verbundverhaltens der Bewehrungselemente zu berücksichtigen [Walther, 1958]. Bei Betrachtung eines entlang des kritischen, geneigten Biegeschubrisses freigeschnittenen Körpers bestimmt darüber

hinaus auch eine ggf. vorhandene Querkraftbewehrung den Dehnungszustand. Außerdem kann eine Bügelbewehrung unter Umständen auch eine Umschnürungswirkung des Betons hervorrufen, so dass infolge eines mehraxialen Spannungszustands größere (die einaxiale Festigkeit übersteigende) Betonspannungen ermöglicht werden.

Neben den genannten Einflussfaktoren ist zur realitätsnahen Erfassung des Querkrafttraganteils der Betondruckzone für in der Druckzone profilierte Querschnitte auch die mitwirkende Breite des Gurtes für die Querkraftbeanspruchung  $b_{V,\text{eff}}$  (Verlauf bzw. Verteilung der Schubspannungen  $\tau_{xz}$  über die Flanschbreite) von großer Bedeutung. Diese wird nach Görtz [2004] insbesondere von der Flanschhöhe beeinflusst, wobei die Gurt- und Stegbreite sowie die Bauteilhöhe von vernachlässigbarem Einfluss sind. Für eine Idealisierung des nichtlinearen Verlaufs der Schubspannungen  $\tau_{xz}$  in Querrichtung als rechteckiger Spannungsbereich, kann dessen Breite nach Görtz [2004] mit Gleichung 2.21 ermittelt werden. Dieser Ansatz wurde anhand einer Parameterstudie mit weitgehend linear elastischen Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt.

$$b_{V,\text{eff}} = b_w + 0,3 \cdot \sum_i h_{f,i} \quad (2.21)$$

mit:  $b_{V,\text{eff}}$  mitwirkende Breite des Gurtes bei Querkraftbeanspruchung

$b_w$  Stegdicke

$h_f$  Flanschhöhe

Der von Huber [2016] empirisch abgeleitete Ansatz für die mitwirkende Gurtbreite für Querkraft nach Gleichung 2.22 weist hingegen weitaus größere Werte für  $b_{V,\text{eff}}$  aus, wobei dieser Effekt experimentell nicht bestätigt werden konnte [Huber et al., 2014]. Zur genauen, abgesicherten Beschreibung der tatsächlichen mitwirkenden Breite bei Querkraftbeanspruchung sind daher weiterführende (experimentelle) Untersuchungen anzustellen.

$$b_{V,\text{eff}} = b_w + 2,5 \cdot h_f \leq b_f \quad (2.22)$$

mit:  $b_f$  Flanschbreite

Ferner lassen sich die Werte für  $b_{V,\text{eff}}$  auch direkt über Finite-Elemente Berechnungen ermitteln, wobei die jeweiligen Querschnittsverwölbungen des dickwandigen Querschnitts über die Diskretisierung als FE-Querschnitt (vgl. Abbildung 2.3) ermittelt werden können. Ein ähnliches Vorgehen ist beispielsweise auch zur Bestimmung des Wölbflächenmomentes 2. Ordnung für dickwandige Querschnitte erforderlich. Für T-Querschnitte im Bereich der Innenstütze (negativer Momentenbereich) ist die Bestimmung von  $b_{V,\text{eff}}$  hingegen trivial, die mitwirkende Breite für Querkraftbeanspruchung entspricht in diesem Fall der Stegbreite  $b_w$ .



Der Querkrafttraganteil der Druckzone lässt sich grundsätzlich über eine Integration der vertikalen Schubspannungen  $\tau_{xz}$  über die Druckzonenfläche bestimmen (Gl. 2.23):

$$V_c = \int_0^c \tau_{xz} \cdot b(z) dz \quad (2.23)$$

mit:  $c$  Druckzonenhöhe  
 $b(z)$  Querschnittsbreite in Abhängigkeit der Koordinate  $z$

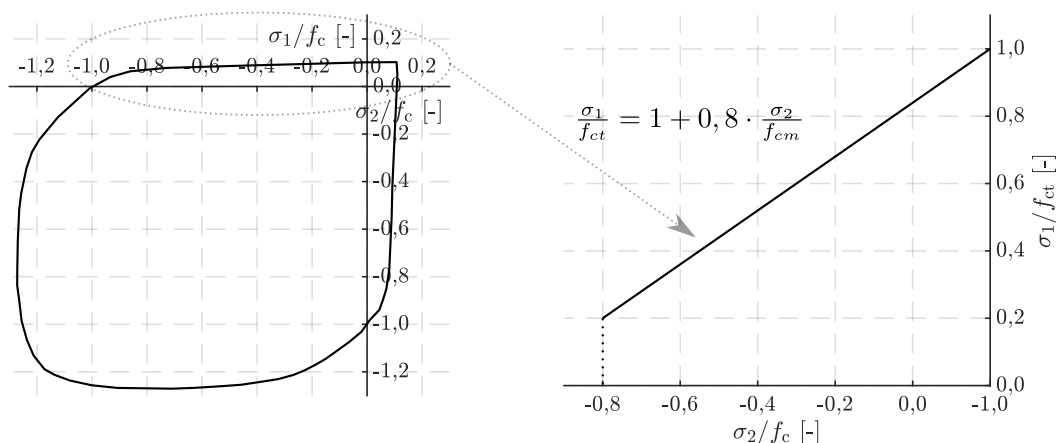
Hierbei stellt sich jedoch die Frage nach den vom Beton ertragbaren Schubspannungen. Unter der Annahme, dass ein Versagen des Betons in der Druckzone stets auftritt, wenn die Hauptzugspannung (vgl. Gl. 2.7) der effektiven zentrischen Zugfestigkeit des Betons  $f_{ct,eff}$  entspricht (vgl. [Walther, 1958; Huber, 2016; Tureyen u. Frosch, 2003]), gilt unter Vernachlässigung von Spannungen  $\sigma_z$  senkrecht zur Stabachse:

$$\sigma_1 = f_{ct,eff} = \frac{\sigma_x}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_x^2}{4} + \tau_{xz}^2} \quad (2.24)$$

Die vom Beton ertragbare Schubspannung  $\tau_{xz,max}$  lässt sich nach einigen Umformungen letztendlich über Gleichung 2.25 ausdrücken:

$$\tau_{xz,max} = \sqrt{f_{ct,eff}^2 - f_{ct,eff} \cdot \sigma_x} \quad (2.25)$$

Da die Betondruckzone infolge der kombinierten Momenten- und Querkraftbeanspruchung einen biaxialen Spannungszustand erfährt, muss die effektive Zugfestigkeit  $f_{ct,eff}$  über ein biaxiales Bruchkriterium beschrieben werden. Somit können Effekte wie die Abnahme der Zugfestigkeit mit zunehmender Druckbeanspruchung und der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Bruchfestigkeit berücksichtigt werden. Aus der Literatur sind diesbezüglich vor allem die Bruchhypothesen nach Rankine, Mohr und nach Kupfer (vgl. Abbildung 2.17) bekannt. [Walther, 1958; Huber, 2016]



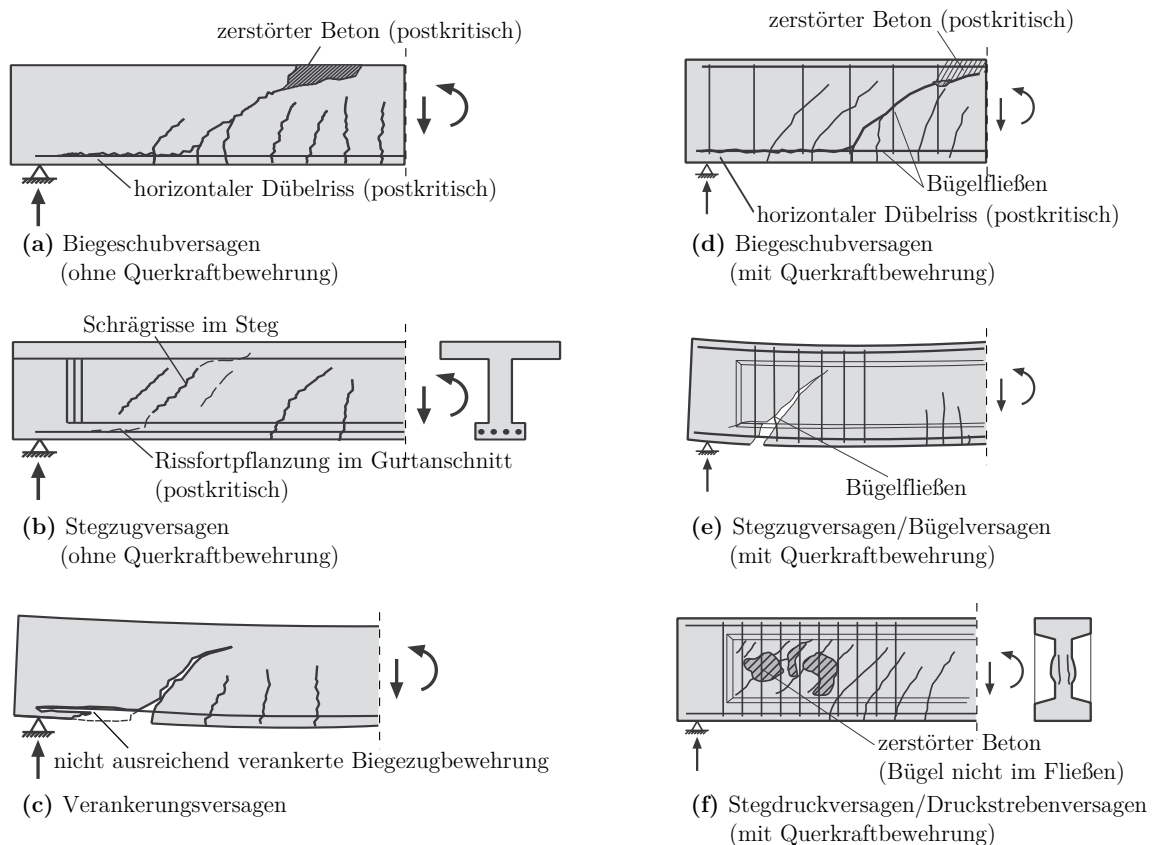
**Abbildung 2.17:** Biaxiale Bruchhypothese nach Kupfer [1973] im Zug-Druck-Bereich

Über die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone können einige hinreichend bekannte Zusammenhänge des Querkrafttragverhaltens mechanisch zutreffend beschrieben werden. So können beispielsweise

der Einfluss des Längsbewehrungsgrades als Einflussgröße für die Druckzonenhöhe und die Betondruckfestigkeit als Parameter für die ertragbare Schubspannung in der Druckzone angesehen werden.

### 2.3.9 Versagensarten

Neben weiteren untergeordneten Faktoren kann insbesondere je nach Schubschlankheit, Querkraftbewehrungsgrad und Querschnittsform zwischen verschiedenen grundsätzlichen Versagensarten infolge einer dominierenden Querkraftbeanspruchung unterschieden werden (vgl. Abbildung 2.18).



**Abbildung 2.18:** Arten des Querkraftversagens von Trägern mit Querkraftbewehrung ((a) Biegeschubversagen, (b) Stegzugversagen (c) Verankerungsversagen) und ohne Querkraftbewehrung ((d) Biegeschubversagen, (e) Stegzugversagen/Bügelversagen, (f) Stegdruckversagen/Biegeschubversagen); entnommen und modifiziert aus [Zilch u. Zehetmaier, 2010]

Allgemein lässt sich die Definition eines Querkraftversagens über das charakteristische Vorhandensein von schrägen Rissen und dem Eintreten vor einem Biegeversagen vornehmen. Diesbezüglich sei jedoch angemerkt, dass eine exakte Definition bzw. Unterscheidung der verschiedenen Versagensarten oftmals nicht eindeutig möglich ist und sich in der Literatur unterschiedliche Beschreibungen für die gleiche Versagensart finden [Herbrand, 2017]. Für querkraftbewehrte Träger ist das Fließen der Bügelbewehrung häufig kausal für ein Versagen, oftmals wird es in der Literatur aber auch als eigenständige Versagensart definiert [Zilch u. Zehetmaier, 2010].

Die nachfolgenden Ausführungen stützen sich im Wesentlichen auf [ASCE-ACI, 1973; Zink, 2000; Zilch u. Zehetmaier, 2010].

Grundsätzlich können Versagensarten für Träger mit und ohne Querkraftbewehrung unterschieden werden. Ein *Biegeschubversagen* für nicht querkraftbewehrte Träger (vgl. Abbildung 2.18a)) ist durch das Vordringen eines Schubrisses in die Druckzone definiert, das im Bruchzustand ein instabiles Risswachstum aufweist und zu einem schlagartigen Versagen durch ein Einschnüren der Druckzone führt. Der kritische Schubriss entsteht dabei aus einem zunächst nahezu (zur Trägerachse) senkrechten Biegeriss. Gleichzeitig mit dem instabilen Abdrehen des Risses mit nahezu horizontalem Verlauf kann häufig die Bildung eines Dübelsrisses (Delaminationsriss) entlang der Biegezugbewehrung beobachtet werden, die jedoch als sekundärer postkritischer Effekt zu bewerten ist. Diese Versagensart ist in Versuchen häufig bei vergleichsweise schubslanken Trägern mit Rechteckquerschnitt oder Querschnitten mit schwach profilierter Zugzone zu beobachten. Analog kann ein Biegeschubversagen auch für Träger mit Querkraftbewehrung (vgl. Abbildung 2.18d)) auftreten. Um das instabile Vordringen des kritischen Schubrisses in die Druckzone, das schlussendlich zum Versagen letzterer führt, kinematisch zu ermöglichen, muss die Querkraftbewehrung ins Fließen geraten. Diese Versagensart entspricht daher der typischen Bruchform bei gering querkraftbewehrten Spannbetonträgern mit Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt. Das Biegeschubversagen mit Bügelfließen stellt daher den Schwerpunkt der Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit dar.

Eine weitere typische Form des Querkraftversagens, die sowohl für Träger mit als auch ohne Querkraftbewehrung auftreten kann, stellt das *Stegzugversagen* (vgl. Abbildung 2.18b) und e)) dar. Häufig wird dieses in der Literatur auch als Schubzugbruch bezeichnet. Diese Versagensart ist typisch für stark profilierte Träger mit dünnen Stegen (z. B. I-Träger), vor allem wenn diese vorgespannt sind. Bei einem Stegzugversagen entstehen geneigte Risse im Steg, wobei der Zuggurt gegebenenfalls sogar ungerissen bleibt. Die Schubrisse entwickeln sich somit nicht aus Biegerissen sondern entstehen, da die Hauptzugspannung die Betonzugfestigkeit im Steg überschreitet. Im Bruchzustand propagiert der kritische Schubriss vom Steg in Richtung Zug- und Druckgurt, wobei die für das Versagen maßgebenden Risse die Gurte postkritisch parallel zur Stabachse vom Steg trennen (vgl. [Schramm u. Fischer, 2019]). Häufig kann in Folge ein Versagen infolge lokaler Biegung bzw. ein Ausknicken des Gurtes beobachtet werden. Ein Stegzugversagen kann sowohl für nicht querkraftbewehrte als auch für Träger mit Querkraftbewehrung auftreten. Letzterer Fall bedingt jedoch ein Fließen der Bügelbewehrung, so dass dieses Versagen typisch für Bauteile mit schwach ausgeführter Querkraftbewehrung ist. Folglich wird das Stegzugversagen bei querkraftbewehrten Trägern häufig auch als Bügelversagen bezeichnet. Bei querkraftbewehrten Trägern kann die Last nach der Stegrissbildung durch das Fließen der Bügelbewehrung noch gesteigert werden. Die Risslast bei einem Stegzugversagen lässt sich über das Hauptzugspannungskriterium ermitteln, so dass dieses für die Querkraftbemessung von nicht querkraftbewehrten Trägern in ungerissenen Bereichen Anwendung findet.

Bei einem *Stegdruckversagen* oder auch *Druckstrebenversagen* (vgl. Abbildung 2.18f)), das in der Regel nur bei Trägern mit hohem Querkraftbewehrungsgrad und geringer Schubslankheit auftritt, gerät die Bügelbewehrung im Bruchzustand nicht ins Fließen. Vielmehr tritt ein sprödes

Versagen des vorgeschädigten Betons in der Biegedruckzone auf. Im Bruchzustand wird hierbei die Betondruckfestigkeit erreicht, wobei das Versagen grundsätzlich infolge einer Überschreitung der aufnehmbaren Querkzugspannungen (die durch die hohen Druckspannungen reduziert sind, vgl. [Kupfer et al., 1969]) eintritt. In der Literatur findet sich oftmals auch die Definition eines *Schubdruckbruchs*. Dieser zeigt grundsätzlich die gleichen Charakteristika, wobei die Druckfestigkeit des Betons lediglich lokal in der Druckzone erreicht wird und somit häufig in Kombination bzw. als Folge eines Biegeschubversagens auftritt. Das Druckstrebenversagen stellt die Obergrenze der Querkrafttragfähigkeit dar. Der Querkraftwiderstand kann durch eine Erhöhung der Querkraftbewehrung nicht gesteigert werden. Für baupraktisch relevante Querschnitte ist ein Druckstrebenversagen zumeist nicht maßgebend.

Ferner ist ein *Verankerungsversagen* (vgl. Abbildung 2.18c)) der Biegezugbewehrung möglich. Dieses tritt bei einer nicht ausreichend verankerten Biegezugbewehrung auf und wird infolge eines lokalen Verbundversagens der Längsbewehrung oder durch einen entsprechenden horizontalen Delaminationsriss mit einem Absprengen der Betondeckung entlang der Biegezugbewehrung induziert. Auch wenn das Bruchbild Ähnlichkeit zu einem Biegeschubversagen zeigt, entwickelt sich der kritische Schubriss hierbei nicht aus einem Biegeriss. Der für diese Versagensart typische Dübelsriss entlang der Längsbewehrung kann in Versuchen auch häufig sekundär als Folge eines Biegeschubversagens beobachtet werden.

### 2.3.10 Querkraftmodelle

#### Allgemeines

Obwohl die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen bereits seit dem späten 19. Jahrhundert erforscht wird und erste Fachwerkmodelle zur Beschreibung der Tragmechanismen querkraftbeanspruchter Balken bereits 1899 entwickelt wurden [Ritter, 1899], stellt diese auch heute noch ein zentrales Forschungsthema im Massivbau dar und ist Gegenstand diverser aktueller Untersuchungen. Wenngleich die wesentlichen Mechanismen zur Abtragung von Querkraften bekannt sind, ergeben sich - aufgrund der sehr komplexen Vorgänge bei einem Querkraftversagen - erhebliche Schwierigkeiten, diese Mechanismen bzw. deren quantitativen Anteile am Gesamttragverhalten für unterschiedliche Gegebenheiten und Einflussfaktoren, wie z. B. Querschnittsformen, die Art der Belastung sowie Geometrie und statisches System, zu verifizieren. So existieren weltweit zwar verschiedenste Modellvorstellungen, die einzelne Tragmechanismen auch klar wiedergeben können, die realistische Kombination dieser Mechanismen für bestimmte Randbedingungen wird in der Wissenschaft jedoch sehr kontrovers diskutiert. Aufgrund dessen konnte bis dato noch kein allgemein anerkanntes allumfassendes Querkraftmodell entwickelt werden, das eine zuverlässige Prognose des Querkraftwiderstands ermöglicht. In den meisten Normenwerken für die Bemessung von Neubauten, so auch in Deutschland, dominieren derzeit empirische Querkraftmodelle, die den wesentlichen Vorteil einer einfachen und wenig fehleranfälligen Anwendung aufweisen.

Diese Querkraftmodelle sind aus baupraktischer Sicht und der Einfachheit geschuldet möglichst allgemeingültig und nur wenig bauwerksspezifisch formuliert. Dadurch stellen diese Modelle immer eine Art „Einhüllende“ dar und es sind zumeist zusätzliche Reserven für zukünftige Entwicklungen

vorhanden. Bei der Anwendung dieser Modelle für die Beurteilung bestehender Massivbrücken treten daher oftmals große rechnerische Defizite auf, da entsprechende Charakteristika dieser Bestandsbauwerke nur unzureichend erfasst werden. Für die Nachrechnung von Brücken ist daher ein angepasstes Vorgehen mit einer möglichst wirklichkeitsnahen Beschreibung der tatsächlichen Tragwiderstände erforderlich. Kompliziertere und dadurch grundsätzlich fehleranfälliger bzw. ein vertieftes Verständnis erfordernde Nachweisformate können nicht zuletzt deshalb zugelassen werden, da die Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken [2011] die Nachrechnung eines Bestandsbauwerks durch einen *„...in der Aufstellung von schwierigen Standsicherheitsnachweisen für Brückenbauwerke erfahrenen und kompetenten Ingenieur“* fordert. Im deutschsprachigen Raum wurden diesbezüglich in den letzten Jahren sowie aktuell fortlaufend erweiterte Nachweisformate für den Querkraftwiderstand von Stahl- und Spannbetonbauteilen formuliert, die bereits eine deutlich bessere Prognosequalität zeigen.

Nachfolgend soll lediglich ein kurzer Überblick zu grundsätzlichen Modellvorstellungen zur Beschreibung des Querkrafttragverhalten gegeben werden, der keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt. Für detailliertere Ausführungen sei auf die jeweiligen Literaturstellen für die einzelnen Ansätze und die Arbeiten von Yang [2014] und Herbrand et al. [2016] verwiesen. Grundsätzlich kann eine Unterscheidung zwischen Querkraftmodellen für Bauteile mit und für Bauteile ohne Querkraftbewehrung getroffen werden.

### **Querkraftmodelle für Bauteile ohne Querkraftbewehrung**

Die Modelle für Bauteile ohne Querkraftbewehrung werden auch zur Beschreibung eines expliziten Betontraganteils von querkraftbewehrten Bauteilen genutzt. Tabelle 2.1 gibt diesbezüglich einen Überblick zu unterschiedlichen Tragmodellen. Hierbei wurde der Versuch einer Gliederung je nach Tragmodell unternommen und auf entsprechende prominente Vertreter der jeweiligen Modellvorstellungen aus der Literatur verwiesen. Da für einige Querkraftmodelle keine eindeutige Zuweisung für die gewählten Kategorien möglich ist, werden diese teilweise mehrfach aufgezählt. Die nachfolgenden Ausführungen stützen sich auf die in Tabelle 2.1 aufgeführte Literatur, sofern nicht anderweitig gekennzeichnet.

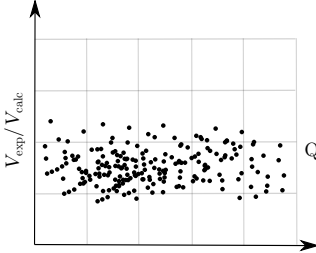
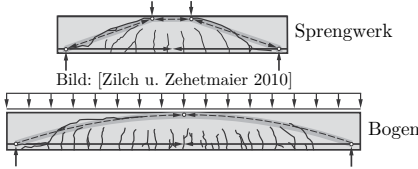
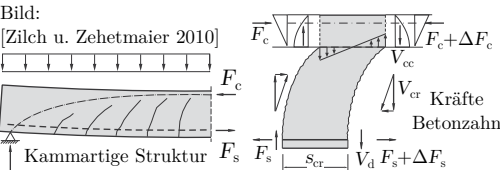
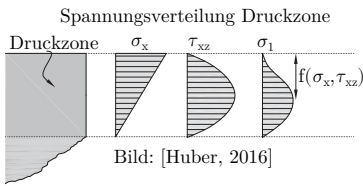
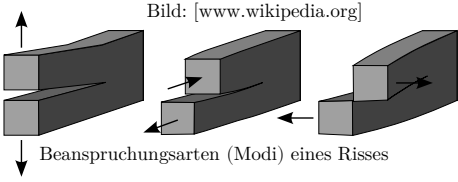
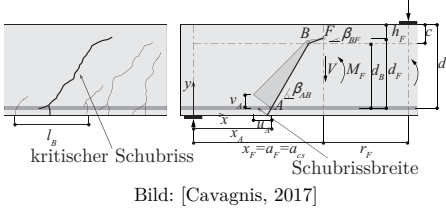
*Empirische Modelle* (vgl. Tabelle 2.1a)) werden in der Regel über Regressionsanalysen von Versuchsdaten abgeleitet und weisen grundsätzlich keinen direkten mechanischen Hintergrund auf. Empirische Querkraftmodelle finden sich - mitunter wegen ihrer einfachen Anwendbarkeit - in vielen Regelwerken, wie z. B. in EN 1992-2/NA [2013]. Für die Ableitung der empirischen Gleichungen werden Querkraftdatenbanken [Reineck et al., 2012; Reineck u. Dunkelberg, 2017] analysiert. Diese werden zwar fortlaufend erweitert, aktuell weisen diese jedoch zumeist sehr viele Versuche mit baupraktisch wenig relevanten Dimensionen (vgl. auch Abbildung 1.4) auf und bisher wurden noch keine Datenbanken für Durchlaufträger oder Balken mit geneigten Spanngliedern offiziell eingeführt, obwohl diese - insbesondere bei der Nachrechnung von Brücken - den Standardfall darstellen. Da entsprechende mechanische Zusammenhänge bei empirischen Modellen zumeist nicht direkt vorhanden sind, lässt sich die Extrapolation der abgeleiteten Gesetzmäßigkeiten auf von Versuchsdatenbanken

wenig oder gar nicht abgedeckten Bereichen in Frage stellen. Diesbezüglich sind auch die aktuellsten Trends (semi-)empirische Modelle mit künstlicher Intelligenz [Perera et al., 2010] oder genetischen Algorithmen [Gandomi et al., 2014] und Versuchsdatenbanken abzuleiten, kritisch zu hinterfragen.

Im Gegensatz dazu handelt es sich bei *Sprengwerk- und Bogenmodellen* (vgl. Tabelle 2.1b)) klar um mechanische Modelle, die den Querkraftwiderstand von Bauteilen als Vertikalkomponente eines geneigten Druckgurtes definieren. Bei Einzellasten kann der Druckgurt dabei klassisch als Sprengwerk und bei Gleichlasten als Bogen beschrieben werden, wobei die Längsbewehrung die Funktion des Zugbands übernimmt. Damit sich diese Haupttragwirkung im bzw. kurz vor dem Bruchzustand einstellen kann, ist jedoch eine Umlagerung der inneren Kräfte erforderlich. Ein Bogen oder Sprengwerk kann somit als Lösung der Plastizitätstheorie (und somit grundsätzlich auch als Querkraftmodell nach der Plastizitätstheorie) interpretiert werden, die sich jedoch nicht in jedem Fall einstellen kann, da eine entsprechende Verformbarkeit bzw. plastische Kapazität für die Umlagerung vorhanden sein muss [Muttoni, 1990]. Sprengwerk- und Bogenmodelle können sowohl zur Beschreibung des Querkrafttragverhaltens von querkraftunbewehrten Trägern als auch zur Beschreibung eines (additiven) Betontraganteils, der mit den Traganteilen der Vorspannung und der Querkraftbewehrung, zumeist beschrieben über ein parallelgurtiges Fachwerkmodell, überlagert wird. Die Modellvorstellung ist grundsätzlich ähnlich wie die von Querkraftmodellen mit dominierendem Querkraftabtrag über die Druckzone, wobei die (Gleichgewichts-)Betrachtung mehr auf globaler Ebene stattfindet und Druckzonenmodelle im Vergleich oftmals nur ausgewählte Schnitte betrachten. Der Querkraftwiderstand des Sprengwerks und Bogens wird allgemein über die Festigkeit der schrägen Betondruckstreben definiert. Sprengwerk- und Bogenmodelle wurden bereits sehr früh entwickelt (vgl. z. B. [Kani, 1969]), sind aber auch Gegenstand aktueller Forschung [Gleich, 2020] im Kontext modifizierter Nachweisformate bei der Nachrechnung von Brücken.

*Kamm- und Zahnmodelle* (vgl. Tabelle 2.1c)) stellen eine weitere Modellvorstellung dar, die bereits weit in die Vergangenheit zurückreicht (vgl. [Kani, 1964]). Hierbei wird die Rissgeometrie stark idealisiert und einzelne Betonzähne betrachtet, die durch Biegeschubrisse begrenzt werden. Es wird somit von einem abgeschlossenen Rissbild ausgegangen, das einem Kamm oder einer zahnartigen Struktur gleicht. Die einzelnen Betonzähne werden dabei als kontinuierlich in der Druckzone eingespannte und über die Längsbewehrung verbundene Elemente diskretisiert. Der Gleichgewichtszustand am Betonzahn mit den äußeren Kräften ist über eine veränderliche Betondruckkraft in der Einspannung sowie den Abbau von Zugkräften in der Biegebewehrung über Verbundspannungen definiert. Der Querkraftwiderstand setzt sich für Zahn- und Kammmodelle in der Regel aus einem Querkrafttraganteil der Biegedruckzone, einem Traganteil infolge Rissreibung sowie einer Komponente aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung zusammen, wobei letztere erst von Fenwick u. Paulay [1968] ergänzt wurde.

**Tabelle 2.1:** Übersicht verschiedener Querkraftmodelle für Bauteile ohne Querkraftbewehrung bzw. zur Beschreibung des Betontraganteils

Tragmodell	Tragmechanismus	Literaturverweis
a) Empirische Modelle	 <p>Auswertung Querkraftdatenbank</p>	[Kordina u. Blume, 1985; Rimmel, 1994; Reineck, 2001; Reineck et al., 2012; EN 1992-2/NA, 2013; Herbrand et al., 2016; Reineck u. Dunkelberg, 2017]
b) Sprengwerk- und Bogenmodelle	 <p>Sprengwerk Bild: [Zilch u. Zehetmaier 2010] Bogen</p>	[Kani, 1969; Muttoni, 1990; Kotsovos u. Bobrowski, 1993; Specht u. Scholz, 1995; Kiziltan, 2012; Gleich, 2020]
c) Kamm- und Zahnmodelle	 <p>Bild: [Zilch u. Zehetmaier 2010] Kammartige Struktur <math>F_c</math>, <math>F_s</math>, <math>F_s</math>, <math>F_c + \Delta F_c</math>, <math>V_{cc}</math>, <math>V_{cr}</math> Kräfte Betonzahn, <math>V_d</math>, <math>F_s + \Delta F_s</math></p>	[Kani, 1964; Fenwick u. Paulay, 1968; Jungwirth, 1970; Hamadi u. Regan, 1980; Reineck, 1990]
d) Dominierender Querkraftabtrag über die Druckzone	 <p>Spannungsverteilung Druckzone Druckzone <math>\sigma_x</math>, <math>\tau_{xz}</math>, <math>\sigma_1</math> Bild: [Huber, 2016]</p>	[Walther, 1958, 1962; Zink, 2000; Windisch, 2000; Khuntia u. Stojadinovic, 2001; Zararis u. Papadakis, 2001; Tureyen u. Frosch, 2003; Park et al., 2006; Huber, 2016; Choi et al., 2016]
e) Querkraftmodelle auf Basis der Bruchmechanik	 <p>Bild: [www.wikipedia.org] Beanspruchungsarten (Modi) eines Risses</p>	[Jenq u. Shah, 1985; P. u. Hillerborg, 1988; Rimmel, 1994; Grimm, 1997; Gastebled u. May, 2001]
f) (Dehnungsbasierte) Querkraftmodelle in Abhängigkeit der Schubrissöffnung/-kinematik	 <p>kritischer Schubriss Schubrissbreite Bild: [Cavagnis, 2017]</p>	[Vecchio u. Collins, 1986; Zararis u. Papadakis, 2001; Park et al., 2006; Muttoni u. Fernández Ruiz, 2008; Lubell et al., 2009; Yang, 2014; Choi et al., 2016; Cavagnis, 2017; Classen, 2020]

Wie für die meisten Modelle mit Rissreibungsanteil muss der Verformungszustand belastungsabhängig erfasst werden, so dass entsprechende Verträglichkeitsbedingungen für die Kopplung der einzelnen Tragmechanismen erforderlich sind. So wendet Reineck [1990] beispielsweise die Rissreibungsgesetze von Walraven [1980] an, um die übertragbaren Schubspannungen infolge Rissreibung zwischen den Betonzähnen in Abhängigkeit der Schubrisskinematik zu beschreiben und definiert das Querkraftversagen als ein Ausfall der Rissreibung. Kani [1964] hingegen beschreibt den Querkraftbruch als ein Versagen des Betonzahns in der Einspannung infolge lokaler Schubspannungen. Mit dem Spannungszustand des in der Druckzone eingespannten Zahns lässt sich auch die Rotation des Biegeschubrisses bzw. das horizontale Abbiegen des Risses mit zunehmender Belastung begründen [MacGregor u. Walters, 1967].

*Querkraftmodelle basierend auf der Kapazität der Druckzone* (vgl. Tabelle 2.1d)) stellen mechanisch konsistente Modellvorstellungen dar, die wesentliche Einflussfaktoren des Querkrafttragverhaltens, wie z. B. den Längsbewehrungsgrad, eine Vorspannung, oder die Betonfestigkeit über die Druckzonenhöhe beschreiben. Der Querkrafttraganteil der Rissreibung wird bei diesen Modellen zumeist vernachlässigt. Das Querkraftversagen wird in der Regel über ein Versagen der Druckzone infolge biaxialer Beanspruchung aus Biegung und Querkraft definiert, wobei unterschiedliche Versagenkriterien, wie z. B. jenes von Kupfer et al. [1969] oder Rankine [1857] zur Anwendung kommen. Die verschiedenen Modelle unterscheiden sich des Weiteren teilweise bezüglich der Annahmen zum Verlauf der Schubspannungen in der Druckzone. Insbesondere neuere Querkraftmodelle auf Basis der Druckzonkapazität verfolgen den Ansatz einer dehnungsbasierten Formulierung, um die Beanspruchungsverhältnisse im Nachweisformat zu integrieren, wodurch oftmals eine realitätsnähere Beschreibung ermöglicht wird.

Weitere Ansätze, die aufgrund der vergleichsweise komplizierten Gesetzmäßigkeiten vor allem im Zuge von Finite Elemente Anwendungen oder für (semi-)empirische Modelle verwendet werden, sind *Querkraftmodelle auf Basis der Bruchmechanik* (vgl. Tabelle 2.1e)). Hierbei werden die bruchmechanischen Prozesse bei der Entwicklung des kritischen Schubrisses über Kenngrößen wie z. B. die Bruchenergie des Betons beschrieben. Somit können Zusammenhänge wie der Maßstabeffekt bei querkraftunbewehrten Bauteilen physikalisch begründet werden. Das Querkraftversagen wird zumeist über die bruchmechanischen Prozesse an der Risspitze als überproportionales Wachstum des kritischen Schubrisses beschrieben, wobei andere Querkraftabtragungsmechanismen wie die Rissreibung und Druckzonkapazität oftmals unberücksichtigt bleiben. Um die bruchmechanischen Prozesse zu simulieren, müssen dabei Annahmen für den Rissverlauf getroffen werden, die sich je nach Modell unterscheiden.

Aus der jüngeren Vergangenheit entstammen auch viele Entwicklungen von *dehnungsbasierten Querkraftmodellen basierend auf der Abbildung einer Schubrisskinematik bzw. der Schubrissöffnung* (vgl. Tabelle 2.1f)). Insbesondere Tragmodelle, die der Rissreibung einen wesentlichen Traganteil der Querkraft zusprechen, beschreiben die Querkrafttragfähigkeit in Relation zu einer kritischen Rissöffnung, da die über Rissreibung übertragbaren Schubspannungen wesentlich von der Rissöffnung abhängen (vgl. hierzu auch Kapitel 2.3.5). Die prominentesten Vertreter dieser Modellansätze sind die „*Critical Shear Crack Theory, CSCT*“ [Muttoni u. Fernández Ruiz, 2008] sowie die „*Modified Compression Field Theory, MCFT*“ [Collins u. Kirschner, 1986]. Letztere Theorie beschreibt diesen

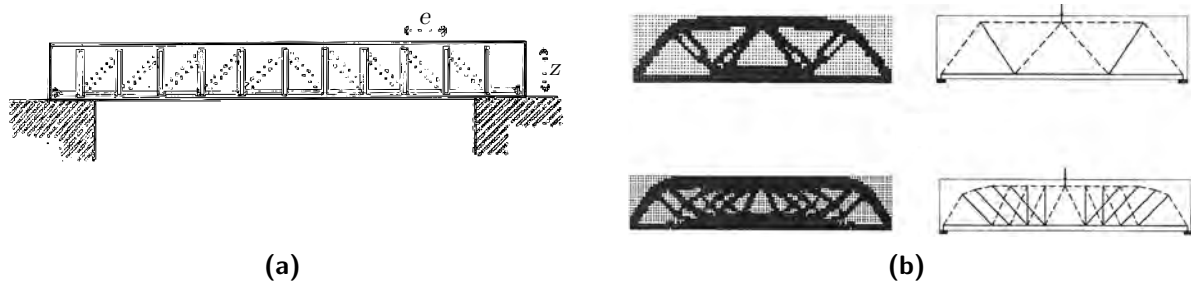


Zusammenhang über einen Parameter, der die Dehnung auf halber Querschnittshöhe widerspiegelt, wobei das Versagenskriterium im Hintergrund einer Limitierung der Schubrissbreite entspricht, da bei großen Rissbreiten die Rissreibung ausfällt. Des Weiteren finden sich dehnungsbasierte Ansätze, die den kritischen Schubriss in verschiedene Bereiche diskretisieren bzw. die Rissfortpflanzung in Abhängigkeit der Belastung beschreiben und die Querkrafttraganteile in Relation zu der Risskinematik setzen. Hierbei erfolgt oftmals eine Diskretisierung des Schubrisses in zwei Abschnitte [Choi et al., 2007; Cavagnis et al., 2015], wobei der erste Ast dem Biegeriss entspricht, dessen Wachstum durch ein inneres Kräftegleichgewicht im Querschnitt schnell stabilisiert wird, und der zweite Rissast den in die Druckzone vordringenden kritischen Schubriss beschreibt. Das Risswachstum wird dabei über den zwei axialen Spannungszustand in der Druckzone definiert. Ferner existieren auch Modellansätze, die die Fortpflanzung des kritischen Schubrisses, zumeist numerisch, inkrementell in Abhängigkeit der Belastung formulieren und die Rissgeometrie für jedes Inkrement aktualisieren [Classen, 2020].

Insbesondere für die Nachrechnung von Brücken stellen Querkraftmodelle, die sich einer dehnungsbasierten Formulierung bedienen, eine sehr vielversprechende Möglichkeit dar. Bei Nachrechnungen sind in der Regel alle Querschnittsabmessungen sowie Mengen und Lagen der Bewehrung bekannt und die Dehnungsebene kann in Abhängigkeit der Belastung formuliert werden. Anschließend können die belastungsabhängigen maximalen Dehnungswerte einem Versagenskriterium gegenübergestellt werden.

### Querkraftmodelle für Bauteile mit Querkraftbewehrung

Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung stellt sich nach Rissbildung grundsätzlich ein abweichendes Tragverhalten ein, da sich die freiwerdenden Zugkräfte auf die Querkraftbewehrung umlagern können, wodurch ein sprödes Querkraftversagen verhindert und die Querkrafttragfähigkeit erhöht werden kann. Die den Riss kreuzende Bewehrung kann diesen „vernähen“ und ein instabiles Risswachstum verhindern. Das Tragverhalten eines biege- und querkraftbeanspruchten Balkens kann als *Spannungsfeld* bzw. bei weiterer Diskretisierung über Zug- und Druckstreben zwischen den beiden Gurten mithilfe von „*Fachwerkmodellen*“ beschrieben werden. Auf eine Fachwerkwirkung von querkraftbeanspruchten Balken wurde bereits sehr früh aus Rissbildern und Beobachtungen von Bauteilversuchen geschlossen. Die Ursprünge dieser Modellvorstellung von Ritter [1899] und Mörsch [1908] (vgl. Abbildung 2.19a), die auch als „*Klassische Fachwerkanalogie*“ bezeichnet wird, reichen nun bereits mehr als 120 Jahre zurück in die Vergangenheit. Entsprechende Modelle wurden jedoch mehr zur Beschreibung des globalen Kraftflusses als für die Bemessung herangezogen. Auch heute noch werden Fachwerkmodelle zur Beschreibung des Tragverhaltens genutzt, wobei neuere Entwicklungen versuchen die Geometrie der Zug- und Druckstreben computergestützt mithilfe von Methoden der Topologieoptimierung zu finden (vgl. Abbildung 2.19b).



**Abbildung 2.19:** (a) Erster Ansatz eines Fachwerkmodells nach der „Klassischen Fachwerkanalogie“ [Ritter, 1899] (b) Über Methoden der Topologieoptimierung computergestützt ermitteltes Fachwerkmodell [Liang et al., 2000]

Die klassische Fachwerkanalogie betrachtet ein parallelgurtiges Fachwerk mit (angelehnt an den Verlauf der Druckspannungstrajektorien im ungestörten Bereich) um  $\theta = 45^\circ$  geneigten Betondruckstreben und im Abstand  $s_w = e$  (vgl. Abbildung 2.19a) geneigten Zugstreben in Form von Querkraftbewehrung. Um den Gleichgewichtszustand von Stahlbetonbalken näher beschreiben zu können, lässt sich eine feinere Diskretisierung in Form von Netzfachwerken vornehmen, die als Überlagerung mehrerer statisch bestimmter Fachwerke betrachtet werden kann. Bei Verschmierung der diskreten Druck- und Zugstreben bzw. einer Minimierung des Abstandes der einzelnen zueinander versetzten Fachwerke, wird von „Spannungsfeldern“ gesprochen, die auf Basis der Plastizitätstheorie insbesondere in der Schweiz Anwendung bei der Bemessung von schubbewehrten Bauteilen unter Querkraftbeanspruchung finden [SIA 262, 2003; Rupf, 2014].

Die gesamte Querkrafttragfähigkeit wird nach dem klassischen Fachwerkmodell von Ritter [1899] und Mörsch [1908] den Zugstreben zugewiesen. Da dieser Ansatz für eine Druckstrebenneigung von  $\theta = 45^\circ$  jedoch sehr konservativ ist und in Versuchen weitaus geringere Bügelbeanspruchungen als nach dem Modell prognostiziert auftraten [Leonhardt u. Walther, 1962, 1963], kam es zu einer Erweiterung der Fachwerkanalogie. Demnach wurden die Abweichungen von der klassischen Fachwerkanalogie mit dem Vorhandensein eines *Betontraganteils*, der sich aus zusätzlichen Querkrafttraganteilen der Druckzone, infolge Rissreibung sowie aufgrund einer Dübeltragwirkung der Längsbewehrung ergibt, begründet. Dieser Betontraganteil wird zumeist von der Querkrafttragfähigkeit von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung unterschieden, da sich der Querkrafttraganteil infolge Rissreibung bei Vorhandensein einer rissvernähenden Querkraftbewehrung wesentlich erhöhen kann [Zilch u. Zehetmaier, 2010]. Neueste Nachweisformate zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken, die in der Regel nur über einen sehr geringen Querkraftbewehrungsgehalt verfügen, lassen jedoch auch die Addition eines konstanten Betontraganteils, der dem Querkraftwiderstand von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung entspricht, zu dem Bügeltraganteil zu [Herbrand et al., 2016; BEM-ING, 2020]. Dies wird damit begründet, dass das Tragverhalten von Bauteilen mit geringen Querkraftbewehrungsgraden mehr dem von Bauteilen ohne Querkraftbewehrung gleicht [Herbrand et al., 2016].

Die *erweiterte Fachwerkanalogie* betrachtet als Erweiterung der klassischen Formulierung ein Netzfachwerk mit geneigtem Obergurt und Druckstrebenneigungen, die geringer als  $\theta = 45^\circ$  sind, um

das Tragverhalten zu beschreiben und einen Betontraganteil somit implizit zu berücksichtigen. Mit diesem Vorgehen konnte zu seiner Zeit eine bessere Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Bügelspannungen erreicht werden. Im Unterschied zur Bemessung nach der klassischen Fachwerkanalogie, die auch als „*volle Schubdeckung nach Mörsch*“ bezeichnet wird, resultierten aus der erweiterten Fachwerkanalogie geringere Querkraftbewehrungsmengen. Dieses Vorgehen wird auch als „*verminderte Schubdeckung*“ bei *voller Schubsicherung* und das Verhältnis der nach erweiterter zu klassischer Fachwerkanalogie ermittelten Querkraftbewehrung als „*Schubdeckungsgrad*“ bezeichnet. [Leonhardt, 1973]

Ähnliche Vorgehensweisen, die einen über ein Fachwerkmodell bestimmten Bügeltraganteil, mit je nach Modell unterschiedlichen Ansätzen für den Druckstreben- bzw. Rissneigungswinkel, um einen expliziten Betontraganteil ergänzen, finden sich in vielen auch aktuellen Nachweisformaten zur wirklichkeitsnäheren Querkraftbemessung wieder. Der Betontraganteil wird dabei mit unterschiedlichen Tragmechanismen (vgl. Kapitel 2.3.10) begründet.

Alternativ lässt sich der Betontraganteil in ähnlicher Form über den Ansatz von gegenüber der Schubrissneigung flacher geneigten Druckstreben beschreiben. Hierzu ist aus Gleichgewichtsgründen eine Übertragung von Schubspannungen im Riss erforderlich, die der Rissreibung zugeschrieben wird. Diese Modellvorstellung wird als „*Fachwerkmodell mit Rissreibung*“ [Reineck, 2001] bezeichnet und liegt auch dem Bemessungsansatz nach DIN-FB-102 [2009] bzw. EN 1992-2/NA [2013] zugrunde. Nach dem *statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie*, wonach jeder statisch zulässige Spannungszustand (der vorliegt, falls die Festigkeiten der Werkstoffe nicht überschritten werden) als untere Schranke der Traglast angesehen werden kann, ist dabei eine nahezu freie Wahl des Druckstrebenneigungswinkels zulässig. Da nach dieser Theorie jedoch eine unbeschränkte plastische Verformbarkeit der Materialien vorausgesetzt wird, die für Beton nicht zutrifft, und die Aktivierung von Schubspannungen infolge Rissreibung für große Rissöffnungen nicht mehr möglich ist, werden Ober- und Untergrenzen für die Druckstrebenneigung definiert. [Zilch u. Zehetmaier, 2010] Das Fachwerkmodell mit Rissreibung nach Reineck [2001] nutzt zur Beschreibung der reduzierten Druckstrebenneigung hierbei die Rissreibungsgesetze von Walraven [1980]. Der Querkraftwiderstand des parallelgurtigen Fachwerks kann als Summe der Traganteile aus Querkraftbewehrung und Rissreibung ( $V_{Rd,c}$ ) beschrieben werden (vgl. Gleichung 2.26). Dabei ergibt sich der Bügeltraganteil aus der Anzahl der durch den Schubriss mit dem Rissneigungswinkel  $\beta_r$  gekreuzten Bügel und der Rissreibungsanteil aus einer von Versuchsergebnissen abgeleiteten empirischen Gleichung.

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \beta_r + V_{Rd,c} \quad (2.26)$$

Nach dem Fachwerkmodell mit Rissreibung wird der Querkraftwiderstand über den (gegenüber dem Biegeschubriss flacher geneigten) Druckstrebenneigungswinkel  $\theta$  ausgedrückt (Gleichung 2.27).

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (2.27)$$

Durch Gleichsetzen von Gleichung 2.26 und 2.27 und Auflösen nach  $\cot \theta$  kann der Kotangens des Druckstrebenneigungswinkels über den Kotangens des Schubrisswinkels  $\beta_r$  und den Rissreibungsanteil  $V_{Rd,c}$  ausgedrückt werden (Gleichung 2.28).

$$\cot \theta = \cot \beta_r + \frac{V_{Rd,c}}{a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z} \quad (2.28)$$

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt  $V_{Rd,sy} = V_{Ed}$ , wodurch nach Umformulieren und Einsetzen einer Beziehung für den Rissneigungswinkel (die sich aus den mechanischen Zusammenhängen für die Hauptdruckspannungsrichtung sowie Anpassungen aus Versuchsbeobachtungen und Linearisierungen ergibt) der Kotangens des Druckstrebenneigungswinkels letztendlich wie folgt ausgedrückt werden kann (Gleichung 2.29). [Reineck, 2001]

$$\cot \theta = \frac{1,2 - 1,4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,c}}{V_{Ed}}} \quad (2.29)$$

Nach dem statischen Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie ist der Grenzwert des Druckstrebenneigungswinkels  $\theta$  über das Erreichen der Werkstofffestigkeiten der Betondruckstreben sowie der Stahlzugstreben definiert. Die Tragfähigkeit der Betondruckstreben  $V_{Rd,max}$  ist dabei (für den Fall einer vertikalen Bügelbewehrung) über Gleichung 2.30 definiert. Die Tragfähigkeit der Zugstreben ergibt sich nach Gleichung 2.27. Weitere über die Fachwerkwirkung hinausgehende Tragwirkungen werden in der Regel vernachlässigt, wodurch der Querkraftwiderstand nach der statischen Methode der Plastizitätstheorie als unterer Grenzwert der Traglast angesehen werden kann.

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (2.30)$$

mit:  $b_w$  Stegdicke  
 $\alpha_c$  Beiwert zur Berücksichtigung der effektiven Betonfestigkeit in Abhängigkeit eines mehraxialen Spannungszustandes (Querzugspannungen) sowie der Rissbildung

Für ein vollständiges Ausschöpfen der Tragfähigkeiten von Druck- und Zugstreben gilt in bezogener Darstellung somit (Gleichung 2.31):

$$\nu_{Ed} \stackrel{!}{=} \nu_{Rd,max} \stackrel{!}{=} \nu_{Rd,sy} \quad (2.31)$$

mit:  $\nu_{Ed}$  bezogene Querkraft  $\nu_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}$   
 $\nu_{Rd,max}$  bezogene Tragfähigkeit der Betondruckstrebe  $\nu_{Rd,max} = \frac{V_{Rd,max}}{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}$   
 $\nu_{Rd,sy}$  bezogene Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung  $\nu_{Rd,sy} = \frac{V_{Rd,sy}}{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}$

Mit  $\cot \theta = \frac{\nu_{Rd,sy}}{\omega_w} = \frac{\nu_{Ed}}{\omega_w}$  ergibt sich nach einigen Umformungen der Zusammenhang zwischen mechanischem Querkraftbewehrungsgrad  $\omega_w$  und bezogener einwirkender Querkraft  $\nu_{Ed}$  in Form einer Kreisgleichung (Gleichung 2.32), der auch als „*Plastizitätskreis*“ bezeichnet wird. Für den allgemeinen Fall einer geneigten Querkraftbewehrung ergibt sich entsprechend eine Ellipse. [Zilch u. Zehetmaier, 2010]

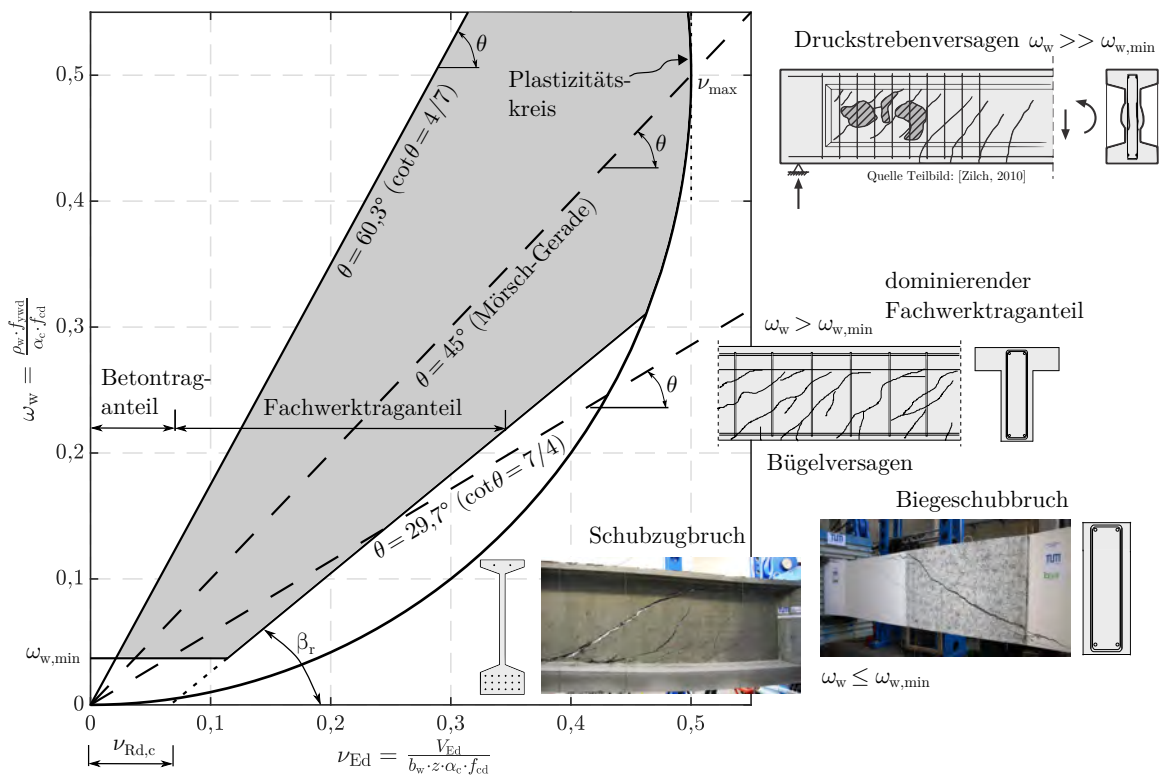
$$\nu_{Ed}^2 = \omega_w - \omega_w^2 \quad (2.32)$$

mit:  $\omega_w$  mechanischer Querkraftbewehrungsgrad  $\omega_w = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s_w \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}} = \frac{\rho_w \cdot f_{ywd}}{\alpha_c \cdot f_{cd}}$

Mithilfe des Plastizitätskreises lassen sich die Zusammenhänge anschaulich darstellen (vgl. Abbildung 2.20). Der Plastizitätskreis entspricht einem Versagensbewertungs-Diagramm: für alle Kombinationen von  $\nu_{Ed}$  und  $\omega_w$  innerhalb des Kreises liegt ein Gleichgewichtszustand vor, wohingegen alle Kombinationen außerhalb des Kreises zum Versagen führen. Die maximale Querkrafttragfähigkeit ergibt sich für einen Druckstrebenneigungswinkel von  $\theta = 45^\circ$ , wobei der Druckstrebenwinkel mit zunehmender Querkraftbeanspruchung zunimmt. Der Rissreibungsanteil kann im Plastizitätskreis als Versatz zwischen einer Ursprungsgeraden mit der Neigung  $\theta$  und einer Geraden mit der Neigung  $\beta_r$  interpretiert werden. Somit kann der Querkraftwiderstand als Geradengleichung (Gleichung 2.33) wiedergegeben werden, wobei der Abschnitt  $\nu_{Rd,c}$  der Geraden dem Betontraganteil und der Abschnitt  $\omega_w \cdot \cot \beta_r$  dem Fachwerktraganteil entspricht.

$$\nu_{Rd} = \nu_{Ed} = \nu_{Rd,c} + \omega_w \cdot \cot \beta_r \tag{2.33}$$

mit:  $\nu_{Rd,c}$  bezogener Querkrafttraganteil der Rissreibung (Betontraganteil)  $\nu_{Rd,c} = \frac{V_{Rd,c}}{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}$   
 $\nu_{Rd}$  bezogene Querkrafttragfähigkeit  $\nu_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}$



**Abbildung 2.20:** Darstellung der Zusammenhänge zwischen mechanischem Querkraftbewehrungsgrad  $\omega_w$ , normierter einwirkender Querkraft  $\nu_{Ed}$  und Druckstrebenneigungswinkel  $\theta$  im Plastizitätskreis sowie zugehörige Versagensszenarien in Anlehnung an Zink [2000] bzw. Reineck [2001] ( $\nu_{Rd,c}$  und  $\omega_{w,min}$  beispielhaft dargestellt für eine Betonfestigkeitsklasse C20/25;  $\alpha = 90^\circ$ , Grenzen des zulässigen Druckstrebenneigungswinkels nach DIN-FB-102 [2009])

Der maximale Querkraftwiderstand  $\nu_{\max}$  ergibt sich für den Schnittpunkt dieser Geraden mit dem Plastizitätskreis, der für das Fachwerkmodell mit Rissreibung bei  $\nu_{\text{Rd}} = 0,47$  liegt. Nach DIN-FB-102 [2009] darf der Druckstrebenneigungswinkel jedoch bis zu einer Neigung von  $60,26^\circ$  ( $\cot \theta = 4/7$ ) frei gewählt werden, so dass sich die obere Grenze des Querkraftwiderstandes nach der Plastizitätstheorie für einen Winkel von  $\theta = 45^\circ$  ( $\cot \theta = 1,0$ ) bei  $\nu_{\text{Rd}} = 0,50$  über die Tragfähigkeit der Betondruckstrebe definiert. Die Wahl eines steileren Druckstrebenneigungswinkels als  $\theta = 45^\circ$  reduziert die Querkrafttragfähigkeit somit wieder und ist daher nur sinnvoll, falls das Versatzmaß (z. B. bei geringen Verankerungslängen der Längsbewehrung) reduziert werden soll. Da für sehr geringe Querkraftbeanspruchungen  $V_{\text{Rd,c}} > V_{\text{Ed}}$  gelten kann und der Druckstrebenneigungswinkel somit negative Werte annehmen würde, wird diese Konfiguration über die Definition einer Mindestquerkraftbewehrung ( $\rho_{\text{w,min}}$  bzw.  $\omega_{\text{w,min}}$ ) sowie die Begrenzung der Druckstrebenneigung auf  $\cot \theta \leq 3,0$  abgefangen. Folglich ist der für die Bemessung zulässige Bereich über die grau gefüllte Fläche definiert. [Zilch u. Zehetmaier, 2010]

Des Weiteren können die verschiedenen Versagensmechanismen in Abhängigkeit der einwirkenden Querkraft sowie des mechanischen Querkraftbewehrungsgrades im Plastizitätskreis aufgezeigt werden (vgl. Abbildung 2.20). Für hohe Querkraftbewehrungsgrade tritt ein Druckstrebenversagen, für mittlere Querkraftbewehrungsgrade ein Bügelversagen und für geringe Querkraftbewehrungsgrade ein Biegeschubbruch oder Schubzugbruch ein. [Zink, 2000; Reineck, 2001]

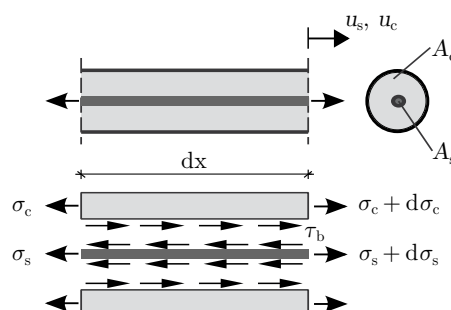
Ferner wird ersichtlich, dass sich nach dem Plastizitätskreis für Bauteile mit geringen Querkraftbewehrungsgraden, insbesondere unterhalb des Mindestquerkraftbewehrungsgrades  $\omega_{\text{w,min}}$ , nur sehr geringe Querkraftwiderstände im zulässigen Bereich ergeben. Für höhere Tragfähigkeiten wären unrealistisch kleine Druckstrebenneigungswinkel erforderlich, die unterhalb des minimal zulässigen Grenzwertes liegen. Außerdem ist der Querkrafttraganteil der Rissreibung bei geringen Querkraftbewehrungsgraden im Versagenszustand, aufgrund der großen Schubrissbreiten und somit zweifelhaften Kraftübertragung, in Frage zu stellen [Görtz, 2004]. Der Übergang zwischen Bauteilen ohne und mit geringer Querkraftbewehrung ist demnach in der dargestellten Grundform nicht konsistent. So gesehen erstaunt das bei der Nachrechnung von Brücken oftmals festgestellte rechnerische Defizit für Bestandsbauwerke mit geringer Querkraftbewehrung nicht. Der Vorschlag einen additiven konstanten Betontraganteil für Bauteile mit geringem Mindestquerkraftbewehrungsgrad im Zuge der Erweiterung von Nachweisformaten für die Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Massivbrücken zu definieren (vgl. [Görtz, 2004; Herbrand et al., 2016]) ist somit naheliegend und mit über die Fachwerkwirkung hinausgehenden Tragmechanismen begründbar. Für Neubauten mit dominierendem Bügeltraganteil bzw. für Bauteile mit nach heutigen Vorschriften rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung lässt die zuvor dargestellte Modellvorstellung hingegen eine weitaus zutreffendere und praxisnahe Bemessung zu.

## 2.4 Verbundverhalten von Querkraftbewehrung und Spanngliedern

### 2.4.1 Grundlagen des Verbundverhaltens von Stahl und Beton

Der Verbund ist für das Zusammenwirken von Stahl und Beton von zentraler Bedeutung, da er die notwendige Kraftübertragung zwischen beiden Baustoffen ermöglicht. Verbundspannungen werden vor allem dort aktiviert, wo eine Rissbildung auftritt, da es zu einer Umlagerung der freiwerdenden Zugkräfte auf den Betonstahl kommt. Die Biege- und Schubrißbildung bei querkraftbewehrten Spannbetonträgern aktiviert die Bügelbewehrung und führt zu einem Dehnungs- bzw. Spannungszuwachs im Spannglied, wodurch eine weitere Steigerung der Querkraft nach Schubrißbildung ermöglicht wird. Die quantitative Größe dieser Traganteile wird dabei maßgeblich vom Verbundverhalten bestimmt. Für bestehende Massivbrücken ist eine genauere Erfassung der Verbundcharakteristika diesbezüglich besonders relevant, da sich oftmals glatter Betonstahl oder unterschiedliche Querkraftbewehrungsformen finden, deren Verbundverhalten sich grundlegend von geripptem Betonstahl beziehungsweise konventionellen geschlossenen Bügeln unterscheidet. Das Verbundverhalten und die Verankerung von Betonstahl in Beton wurde in der Vergangenheit bereits hinreichend erforscht. Entsprechende Zusammenstellungen des Standes der Kenntnisse finden sich z. B. in [fib Bulletin 72, 2014; Rostásy, 1984; Lindorf, 2011], auf die (falls nicht anders gekennzeichnet) auch die nachfolgenden Ausführungen beruhen. So sind die Verbundmechanismen Haftung (infolge Adhäsion), Reibung (die nach Überwinden des Haftverbundes bei glatten Stäben bzw. nach dem Versagen der Betonkonsolen zwischen den Stahlrippen auftritt) sowie Verzahnung bei geripptem Betonstahl (auch als Scherverbund bezeichnet) bekannt. Gleiches gilt für die wesentlichen Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten wie z. B. die Betonfestigkeit, die Rauigkeit bzw. Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrung, die Betonierrichtung, die Betondeckung sowie Einflüsse aus Querdruck und -zug. Da jedoch nur vergleichsweise wenige entsprechende Versuche für glatten Betonstahl vorliegen und diese zumeist sehr weit in die Vergangenheit zurückreichen, wurden im Rahmen dieser Arbeit auch eigene Untersuchungen zum Verbundverhalten von Glatstahl durchgeführt (vgl. Abschnitt 3.6).

Die analytische Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Beton und Stahl kann an einem differentiellen Verbundelement (vgl. Abbildung 2.21) unter Annahme eines initial eigenspannungsfreien Zustandes formuliert werden.



**Abbildung 2.21:** Differentielles Verbundelement für ein schlaff bewehrtes Zugglied

Aus Gleichgewichtsgründen muss eine Änderung der Stahlkraft entlang des differentiellen Elementes der Länge  $dx$  der über Verbundtragwirkung übertragenen Kraft im umgebenden Beton entsprechen, wonach sich Gleichungen 2.34 und 2.35 ergeben.

$$d\sigma_s(x) \cdot A_s = \tau_b(x) \cdot \pi \cdot \varnothing_s \quad \rightarrow \quad \frac{\partial \sigma_s(x)}{\partial x} = \tau_b(x) \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing_s}{A_s} \quad (2.34)$$

$$d\sigma_c(x) \cdot A_c = \tau_b(x) \cdot \pi \cdot \varnothing_s \quad \rightarrow \quad \frac{\partial \sigma_c(x)}{\partial x} = \tau_b(x) \cdot \frac{\pi \cdot \varnothing_s}{A_c} \quad (2.35)$$

Unter der Annahme des Ebenbleibens der Querschnitte für Stahl und Beton sowie von linear-elastischem Materialverhalten kann die Änderung des Schlupfes über die Differenz von Stahl- und Betondehnung wie folgt ausgedrückt werden (Gl. 2.36):

$$\frac{\partial s(x)}{\partial x} = \frac{\partial u_s}{\partial x} - \frac{\partial u_c}{\partial x} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) = \frac{\sigma_s(x)}{E_s} - \frac{\sigma_c(x)}{E_c} \quad (2.36)$$

Nach einfacher Differenzierung von Gleichung 2.36 resultiert Gleichung 2.37:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} s(x) = \frac{\partial \sigma_s(x)}{\partial x \cdot E_s} - \frac{\partial \sigma_c(x)}{\partial x \cdot E_c} \quad (2.37)$$

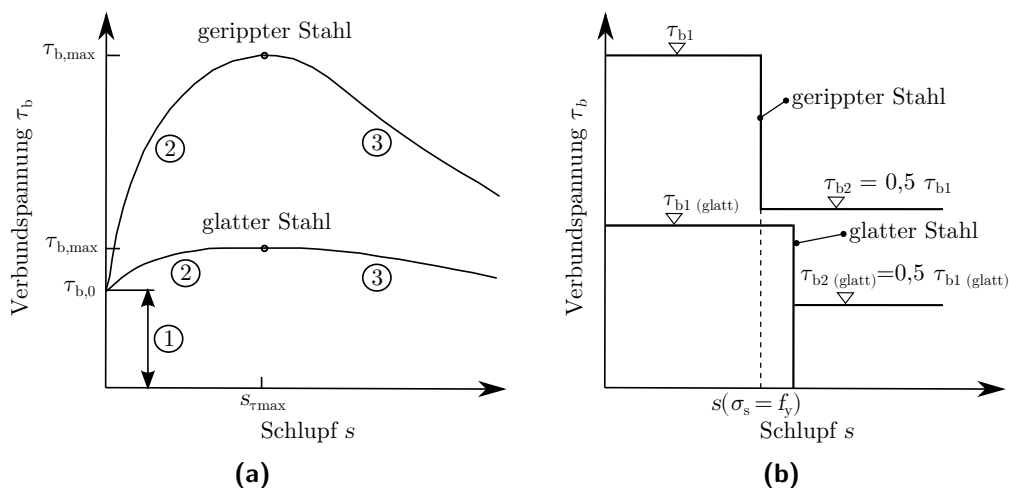
Durch Einsetzen der Gleichungen 2.34 und 2.35 in Gleichung 2.37 ergibt sich letztendlich die *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes*, die für den Verbund zwischen Stahl und Beton als erstes von Kuuskovski [1950] abgeleitet wurde (Gl. 2.38).

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} s(x) = \left( \frac{\pi \varnothing_s}{E_s A_s} - \frac{\pi \cdot \varnothing_s}{E_c A_c} \right) \cdot \tau_b(x) = \frac{4}{\varnothing_s} \cdot \frac{1}{E_s} \cdot \left( 1 - \frac{E_s}{E_c} \cdot \frac{A_s}{A_c} \right) \cdot \tau_b(x) \quad (2.38)$$

Eine allgemeingültige geschlossene Lösung dieser Differentialgleichung ist nicht bekannt. Die Lösung ist lediglich numerisch mittels schrittweiser Integration oder für den Fall, dass die nachfolgend beschriebene lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung  $\tau_b(x)$  bereichsweise linearisiert wird, beispielsweise in Form von starr ideal-plastischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen wie in Abbildung 2.22b dargestellt, möglich (vgl. [Windisch, 1985; Sigrist, 1995; Alvarez, 1998; Lindorf, 2011]).

Zur Beschreibung der Verbundcharakteristik werden in der Regel Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen verwendet, die anhand von Ausziehversuchen nach RILEM [1970] (vgl. auch Abbildung 3.36) an Versuchskörpern mit meist kurzen Verankerungslängen bestimmt werden. Diese  $\tau_b - s$ -Beziehungen, die von Rehm [1961] als „*Grundgesetz des Verbundes*“ bezeichnet wurden, können als fiktives Stoffgesetz für den Verbund betrachtet werden. In der Regel wird die Verbundspannung hierzu - der Einfachheit halber - über die Einbindelänge gemittelt ( $\tau_b = F/(\pi \varnothing_s l_f)$ ) und der zugehörige Schlupf am unbelasteten Stabende gemessen. Dadurch wird die tatsächliche, lokale Verteilung der Verbundspannungen entlang der Stabachse, insbesondere für lange Verankerungslängen, nur vereinfacht erfasst (vgl. auch Abschnitt 3.6.3 und [Windisch, 1985]). Abbildung 2.22a zeigt eine qualitative Darstellung der allgemein nichtlinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für glatten und gerippten Betonstahl mit einer Einteilung in die wesentlichen Widerstände des Verbundes, für den Fall, dass kein Sprengversagen auftritt. Abbildung 2.22b zeigt vereinfachte ideal starr-plastische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Betonrippenstahl und Glatstahl.





**Abbildung 2.22:** (a) Qualitative Darstellung der gemittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für glatten und gerippten Betonstahl sowie kurzen Verankerungslängen mit Einteilung in die verschiedenen Verbundbeiträge; Bereich ①: Haftverbund, Bereich ②: Scherverbund, Bereich ③: Reibungsverbund nach Rostásy [1984] (b) Vereinfachte ideal starr-plastische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für glatten und gerippten Betonstahl

Im Bereich 1 erfolgt die Übertragung von Verbundspannungen zwischen Betonstahl und Beton über Haftverbund, der auf Adhäsionskräften zwischen Zementstein und Staboberfläche beruht. Es treten keine Relativverschiebungen zwischen Beton und Stahl auf und beide Materialien erfahren die gleiche Dehnung. Bei weiterer Laststeigerung kommt es durch minimale relative Verschiebungen zu einem spröden Ausfall des Haftverbundes. Nach dem Überwinden des Haftverbundes kann es bei glatten Betonstahl, je nach Oberflächenbeschaffenheit (vgl. hierzu auch Abschnitt 3.6.3), noch zu einem gewissen Anstieg der mittleren Verbundspannung kommen. Dieser ist auf den Reibungs- und Scherverbund von Mikro- und Makrorauigkeiten (Bereiche 2 und 3) sowie eine sperrkeilartige Wirkung von abgelösten feinen Betonpartikeln in der Kontaktfläche zurückzuführen [Preuß, 1909, 1910]. Im Zuge der eigenen Ausziehversuche (vgl. Abschnitt 3.6) konnte festgestellt werden, dass diese Eigenschaften jedoch stark vom Walzprozess und der jeweiligen Beschaffenheit der Stahloberfläche beeinflusst werden. Demnach zeigen sich für glatten Betonstahl starke Schwankungen der mittleren (auf die Einbindelängen bezogenen) Verbundspannungen. Mit Bezug zur Baupraxis kann jedoch davon ausgegangen werden, dass die in alten Massivbrücken vorhandenen Glattstähle tendenziell eine höhere Verbundspannung aufweisen, da diese infolge Korrosion und Alterung sowie der früheren Herstellungsprozesse grundsätzlich eine größere Oberflächenrauigkeit aufweisen dürften. Für gerippten Betonstahl setzt nach dem Ausfall des Haftverbundes (Bereich 1) der sehr wirksame Scherverbund infolge der mechanischen Verzahnung der Betonstahlrippen mit den umgebenden „Betonkonsolen“ (Bereich 2) ein. Bei Aktivierung des Scherverbundes, der für Betonrippenstähle den wirksamsten Widerstand darstellt, kommt es dabei für Zuggurte entlang der Lastübertragungslänge oder in der Nähe von Zwischenrissen zur Bildung von (Mikro-)Rissen (sog. Goto-Risse oder Sekundärrisse) [Goto, 1971]. Diesbezüglich sei erwähnt, dass sich für Ausziehversuche infolge der flächigen Kontaktpressungen im Auflagerbereich Längsdruckspannungen im Betonkörper einstellen können, die

eine Mikrorissbildung entlang des Zugstabes reduzieren. Die Größe des Scherverbundes hängt neben der Rippengeometrie maßgeblich von der bezogenen Rippenfläche  $f_R$  nach Rehm [1961] ab, die sich für senkrecht zur Stabachse ausgebildete, umlaufende Rippen nach Gleichung 2.39 bestimmt. Die bezogene Rippenfläche für heute in Deutschland verwendete Rippenstähle ist demgegenüber nach DIN 488-1 [2009] definiert.

$$f_R = \frac{\pi \cdot a \cdot (\varnothing_s + a)}{\pi \cdot b \cdot (\varnothing_s + 2a)} \quad (2.39)$$

mit: a Rippenhöhe  
 b lichter Rippenabstand  
 $\varnothing_s$  Stabdurchmesser

Für übliche Betonstähle liegt der Wert  $f_R$  in etwa zwischen 0,05 und 0,1. Für glatten Betonstahl gilt  $f_R = 0$ . [Rehm, 1961]

Im Bereich 3 fällt die übertragbare Verbundspannung durch das Abscheren der Betonkonsolen zunächst stark ab und es stellt sich anschließend eine annähernd konstante Verbundspannung infolge des Reibverbundes (Coulomb'sche Reibung zwischen Beton und Stahl) ein. Die Reibung hängt dabei von der Rauigkeit sowie Verzahnungsfähigkeit der Stahloberfläche mit den Zementsteinpartikeln ab. Eine Querdruckbeanspruchung erhöht den Scher- und Reibverbund entsprechend der Gesetzmäßigkeiten der Coulomb'schen Reibung.

Bei ausreichend großen Verankerungslängen des Betonstahls ist eine Beanspruchung des Betonstahls über seine Streckgrenze hinaus bis zur Bruchdehnung möglich. Shima et al. [1987] stellten anhand von großformatigen Ausziehversuchen mit großen Verbundlängen fest, dass die aufnehmbare Verbundspannung wesentlich vom Dehnungszustand abhängt. So zeigt sich eine deutliche Abnahme der übertragbaren Verbundspannung nach dem Überschreiten der Streckgrenze des Betonstahls, die auf eine verminderte Verzahnungswirkung zwischen Stahl und Beton aufgrund einer zunehmenden Querkontraktion sowie axialen Dehnung des Bewehrungsstabes (Hoyer-Effekt) zurückgeführt werden kann.

Für die analytische Beschreibung der lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung existieren in der Literatur eine Reihe von Ansätzen (für eine Zusammenstellung vergleiche z. B. [Lindorf, 2011]), wie beispielsweise die bekannten Ansätze von Noakowski [1985] und nach Model Code [2010], die sowohl für gerippten als auch glatten Betonstahl anwendbar sind. Im Rahmen dieser Arbeit wird auf die vereinfachte Formulierung über starr ideal-plastische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (siehe Abbildung 2.22b und vergleiche [Sigrist, 1995]) zurückgegriffen, um eine geschlossene analytische Beschreibung des Verbundverhaltens der Bügelbewehrung und Spannglieder anhand des im nachfolgenden Abschnitt beschriebenen *Zuggurtmodells* zu ermöglichen. Diese Vereinfachung ermöglicht dennoch eine zutreffende Beschreibung der Verbundcharakteristika, insbesondere mit Hinblick auf die großen Schwankungen der Verbundeigenschaften und der vielen Einflussfaktoren.

Die mittlere Verbundspannung  $\tau_{b1}$  bei Erreichen der Fließgrenze des Betonstahls der ideal-plastischen  $\tau_b - s - \text{Beziehungen}$  lässt sich beispielsweise nach dem Verbundgesetz von Noakowski [1985]

(siehe auch [Noakowski, 1988]) für glatten und gerippten Betonstahl unter Annahme von guten Verbundbedingungen (Verbundlage I nach [Noakowski, 1988]) wie folgt bestimmen (Gl. 2.40):

$$\tau_{\text{bm}} = \tau_{\text{b1}} = \frac{(1 - N)}{8} \left( \frac{8 \cdot A}{1 + N} \cdot f_c^{2/3} \right)^{\frac{1}{1+N}} \cdot \left( \frac{f_y^2}{E_s} \cdot \varnothing_s \right)^{\frac{N}{1+N}} \quad (2.40)$$

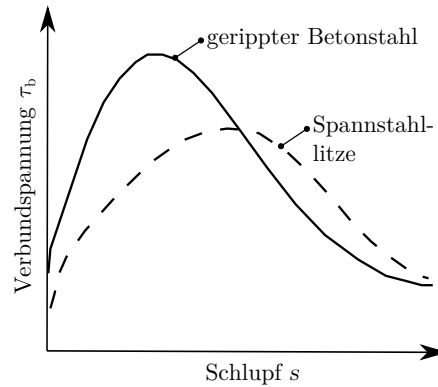
mit: A Faktor des Verbundgesetzes von Noakowski [1988];  $A = 0,42$  für Glattstahl und  $A = 0,95$  für Betonrippenstahl ( $f_R = 0,065$ )  
 N Faktor des Verbundgesetzes von Noakowski [1988];  $N = 0,10$  für Glattstahl und  $N = 0,12$  für Betonrippenstahl ( $f_R = 0,065$ )

Die angegebenen Beziehungen für gerippten Betonstahl gelten für eine gängige bezogene Rippenfläche von  $f_R = 0,065$  [Noakowski, 1985]. Für andere Werte von  $f_R$  lässt sich die mittlere Verbundspannung vereinfacht über lineare Interpolation bzw. Extrapolation bestimmen, da sich eine in etwa lineare Abhängigkeit zwischen  $\tau_b$  und  $f_R$  zeigt [Noakowski, 1988]. Für glatten Betonstahl liefert das Verbundgesetz nach Noakowski [1988] jedoch im Vergleich zu Versuchen und anderen Ansätzen sehr hohe Verbundspannungen (vgl. auch Kapitel 3.6.4), weshalb im Rahmen dieser Arbeit die mittlere Verbundspannung für glatten Betonstahl nach Model Code [2010] für warmgewalzte Stäbe und gute Verbundbedingungen (vgl. Gleichung 2.41) ermittelt wird.

$$\tau_{\text{bm}} = \tau_{\text{b1}} = 0,30 \cdot \sqrt{f_c} \quad (2.41)$$

Sowohl für glatten als auch für gerippten Betonstahl kann die mittlere Verbundspannung nach Erreichen der Streckgrenze des Betonstahls vereinfacht auf  $\tau_2 = 0,5 \cdot \tau_1$  abgemindert werden [Feng u. Xu, 2018; Sigrist, 1995; Marti et al., 1998; Noakowski, 1988].

Das Verbundverhalten von Spanngliedern zeigt grundsätzlich ähnliche Charakteristika wie Betonstahl, wobei in der Regel eine geringere Verbundwirkung als für Betonrippenstahl vorliegt. Zum Verbundverhalten von Spanngliedern existieren in der Literatur eine Reihe von Untersuchungen, siehe z. B. [Marti, 1994; Ullner, 2007; Tue, 1993; Trost et al., 1980]. Die reduzierte Verbundwirkung lässt sich mit einer geringeren Verbundspannung der Spannstaahlitzen (vgl. Abb. 2.23) und einem größeren Verbundradius (Verhältnis von Spannstaahl-Querschnittsfläche und Verbundumfang, vgl. Gl. 2.42) begründen.



**Abbildung 2.23:** Qualitativer Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für gerippten Betonstahl und Spannstahllitzen im nachträglichen Verbund in Anlehnung an [Zilch u. Zehetmaier, 2010]

Ein wesentlicher Parameter zur Beschreibung der zwischen Spannstahl und Beton bzw. Verpressmörtel übertragbaren Verbundspannungen ist der wirksame Verbundumfang von Spanngliedern  $p_{bp}$ . Diese Größe definiert die kleinste konvexe Hülle des Litzenbündels und ist nach Marti et al. [1998] wie folgt definiert (Gl. 2.42).

$$p_{bp} = 6 \cdot \left( \pi - 3 + \sqrt{12 \cdot n_L - 3} \cdot \sqrt{\frac{A_p}{7 \cdot \pi \cdot n_L}} \right) \quad (2.42)$$

mit:  $n_L$  Anzahl der 7-drähtigen Litzen  
 $A_p$  gesamte Spannstahlfläche aller Litzen

Für gängige Stahl- und Kunststoffhüllrohre tritt ein Verbundversagen in der Regel in der Verbundfuge zwischen Verpressmörtel und Spannstahl auf [Trost et al., 1980]. Der Ansatz nach Gleichung 2.42, der nur für Litzenspannglieder gilt, umfasst im Gegensatz zu anderen gängigen Ansätzen (vgl. [Trost et al., 1980; Will, 1997]) neben der Spannstahlfläche  $A_p$  auch die Anzahl der Spannlitzen  $n_L$  und somit die Spanngliedergröße. Die aus diesem Ansatz resultierenden Verbundspannungen stellen einen oberen Grenzwert dar [Ullner, 2007]. Mit diesem Ansatz konnte das Verbundverhalten von Spanngliedern in Versuchen (mit der in Kapitel 2.4.2 aufgezeigten Beschreibung) gut abgebildet werden [Alvarez, 1998], weshalb er auch Anwendung für die Ermittlung der übertragbaren Verbundspannungen bei entsprechenden Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit findet.

Auch die Verbundwirkung zwischen Spannstahl und Beton bzw. Verpressmörtel kann vereinfacht über eine starr ideal-plastische Verbundspannungsschlupf-Beziehung mit einer maximalen Schubspannung  $\tau_1 = \tau_{bp}$  nach Gleichung 2.43 beschrieben werden [Marti, 1994].

$$\tau_1 = \tau_{bp} = 4 \cdot \sqrt{f_{cm,cube}/p_{bp}} \quad (2.43)$$

mit:  $p_{bp}$  Verbundumfang nach Gl. 2.42 in mm  
 $f_{cm,cube}$  Würfeldruckfestigkeit des Verpressmörtels

Die Verbundspannung bei Erreichen der Streckgrenze des Spannstahls kann analog zu schlaff bewehrten Bauteilen mit  $\tau_2 = 0,5 \cdot \tau_1$  angenommen werden [Alvarez, 1998].

### 2.4.2 Vereinfachte analytische Beschreibung des Verbundverhaltens auf Basis des Zuggurtmodells

Nachfolgend erfolgt aufbauend auf den Grundlagen aus Kapitel 2.4.1 die Darstellung des sogenannten *Zuggurtmodells* (vgl. [Marti et al., 1998]), das eine vereinfachte analytische Beschreibung des Verbundverhaltens ermöglicht und letztendlich einen Zusammenhang zwischen Rissöffnungen und Stahlspannungen herstellen lässt. Dadurch kann sowohl auf die Beanspruchung der Bügelbewehrung als auch auf einen Spannkraftzuwachs in Abhängigkeit der gemessenen Rissöffnungen geschlossen werden, vergleichbar mit dem Vorgehen in [Campana et al., 2013; Rupf, 2014; Huber, 2016]. Darüber hinaus lässt sich der Ansatz für dehnungsbasierte Querkraftmodelle nutzen, um die Beanspruchung der Bewehrungselemente und Spannglieder in Abhängigkeit der Schubrisskinematik und Verbundcharakteristik zu erfassen.

Das *Zuggurtmodell* wurde anfänglich zum Studium des plastischen Verformungsvermögens von Stahlbetonträgern [Sigrist, 1995] entwickelt und später von Alvarez [1998] für Untersuchungen zum Verbund- und Duktilitätsverhalten von Stahl- und Spannbetonbauteilen sowie von Kaufmann [1998] zur Beschreibung von ebenen Spannungszuständen erweitert. Es stellt auch den Hintergrund des Verbundmodells in SIA 269/2 [2011] dar [Zwicky, 2012]. Darüber hinaus existieren auf das *Zuggurtmodell* aufbauende Ansätze zur Beschreibung des Verbundverhaltens im Bereich von Übergreifungsstößen, geraden Stabenden sowie Aufbiegungen [Feng u. Xu, 2018; Tarquini et al., 2020]. Durch eine Anpassung der ideal starr-plastischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (vgl. Abbildung 2.22b) kann ebenso das Verbundverhalten von glattem Betonstahl abgebildet werden.

Das Modell basiert darauf, dass durch die vereinfachte Annahme von abgestuften, starr ideal-plastischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (vgl. Erläuterungen in Kapitel 2.4.1 und Abbildung 2.22b) eine direkte Ermittlung des Spannungszustandes aus Gleichgewichtsbetrachtungen, ohne eine Integration der *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes* (siehe Gl. 2.38), möglich ist. Dies ist in der Entkopplung der Gleichgewichtsbedingungen und kinematischen Beziehungen zwischen Beton und Stahl begründet, die sich durch die Auflösung der Abhängigkeit zwischen Verbundspannung und Schlupf durch die stufenweise Linearisierung der  $\tau_b - s - \text{Beziehung}$  ergibt. [Sigrist, 1995] Diese Vereinfachung erscheint auch dahingehend sinnvoll, dass eine genaue Abbildung des Verbundverhaltens für beliebige Beanspruchungen und Querschnittsgeometrien - insbesondere auch mit Hinblick auf die ohnehin sehr großen Unsicherheiten und Schwankungen der Verbundeigenschaften - zur analytischen Beschreibung des Gesamttragverhaltens von Spannbetonträgern nicht zielführend ist. Trotz dieser vereinfachten Annahmen kann das *Zuggurtmodell* die wesentlichen Einflüsse und Zusammenhänge vernünftig abbilden und eine zufriedenstellende Übereinstimmung bei der Nachrechnung von Versuchen liefern (vgl. [Alvarez, 1998; Sigrist, 1995; Marti et al., 1998]).

Nachfolgend erfolgt zunächst die Herleitung der grundsätzlichen Zusammenhänge für einen schlaff bewehrten Zuggurt nach Sigrist [1995]. Die Verankerungslänge  $l_b$  lässt sich für einen geraden

Stababschnitt aus den Gleichungen 2.34 und 2.35 in Abhängigkeit der resultierenden Stahlspannung berechnen:

$$l_b(\sigma_{s,\max}) = \begin{cases} \frac{\sigma_{s,\max} \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} & \text{für } \sigma_{s,\max} < f_y \\ \frac{f_y \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} & \text{für } \sigma_{s,\max} = f_y \\ \frac{f_y \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} + \frac{(\sigma_{s,\max} - f_y) \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b2}} & \text{für } \sigma_{s,\max} > f_y \end{cases} \quad (2.44)$$

mit:  $\tau_{b1}$  Verbundspannung für  $\sigma_{s,\max} \leq f_y$   
 $\tau_{b2}$  Verbundspannung für  $\sigma_{s,\max} > f_y$

Unter Vernachlässigung der Betondehnungen, die im Riss gegenüber den großen Stahldehnungen unerheblich gering sind, lässt sich der Schlupf  $s(x)$  als Integral von Gleichung 2.36 über die Verankerungslänge  $l_b$  ausdrücken (Gl. 2.45):

$$s(x) = \int_0^{l_b} \varepsilon_s(x) dx \quad (2.45)$$

Bei Verwendung einer ideal starr-plastischen  $\tau_b - s - \text{Beziehung}$  (siehe Abbildung 2.22b) kann die Stahldehnung  $\varepsilon_s(x)$  in Abhängigkeit der Stahlspannung  $\varepsilon_s(\sigma_s)$  ausgedrückt werden. Mit  $dx = (\varnothing/4 \cdot \tau_b) \cdot d\sigma_s$  ergibt sich der Schlupf  $s$  folglich nach Gleichung 2.46 als Integral der Stahldehnungen (in Abhängigkeit der Stahlspannungen), wobei eine Unterscheidung je nach Belastungsniveau des Stahls zu treffen ist, um die Abstufung der Stahlarbeitslinie und der starr ideal-plastischen Verbundspannung-Schlupf-Beziehung (die entsprechend Gl. 2.44 zu einer Vergrößerung der Verankerungslänge mit zunehmender Belastung führt) zu erfassen. Die Integration der Schlupfanteile erfolgt demnach entlang der Verankerungslänge. Für den Stahl wird hierzu eine bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie mit Verfestigung (Neigung  $E_s$  im ersten Abschnitt und  $E_{sv}$  im zweiten Abschnitt) angenommen.

$$s(\sigma_{s,\max}) = \begin{cases} \frac{\varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} \cdot \int_0^{\sigma_{s,\max}} \varepsilon_s(\sigma_s) d\sigma_s & \text{für } \sigma_{s,\max} < f_y \\ \frac{f_y^2 \cdot \varnothing}{8 \cdot E_s \cdot \tau_{b1}} & \text{für } \sigma_{s,\max} = f_y \\ \frac{f_y^2 \cdot \varnothing}{8 \cdot E_s \cdot \tau_{b1}} + \frac{(\sigma_{s,\max} - f_y)^2 \cdot \varnothing}{8 \cdot E_{sv} \cdot \tau_{b2}} + \frac{f_y \cdot (\sigma_{s,\max} - f_y) \cdot \varnothing}{4 \cdot E_s \cdot \tau_{b2}} & \text{für } \sigma_{s,\max} > f_y \end{cases} \quad (2.46)$$

mit:  $E_s$  E-Modul Stahl für  $\sigma_s < f_y$  (1. Ast der bilinear angenommenen  $\sigma_s/\varepsilon_s - \text{Beziehung}$ )  
 $E_{sv}$  Verfestigungsmodul Stahl für  $\sigma_s > f_y$  (2. Ast der bilinear angenommenen  $\sigma_s/\varepsilon_s - \text{Beziehung}$ ), es gilt:  $E_{sv} = \frac{f_y \cdot (f_t/f_y - 1)}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}}$

Die Öffnung eines Einzelrisses entspricht letztendlich der Summe aus den Schlüpfen der jeweiligen Rissufer sowie der Verformung des bereits herausgezogenen nackten Stahlstabes im Riss. Für kleine Rissöffnungen kann letzterer Anteil jedoch vernachlässigt werden, da sich für eine Rissöffnung von 3,5 mm beim Fließen des Stahls eine zusätzliche Öffnung von lediglich ca. 0,01 mm ergibt, siehe Gleichung 2.47.

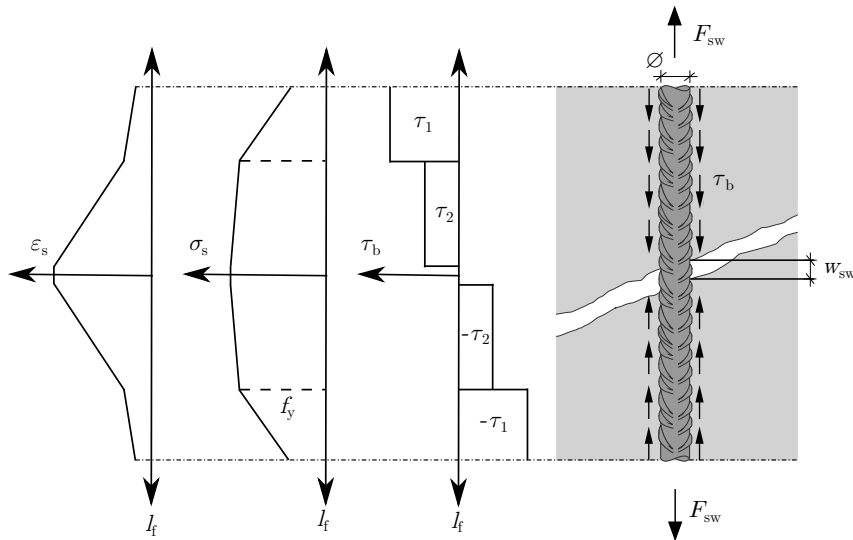
$$w = 2 \cdot s \cdot (1 + \varepsilon_s) \approx 2 \cdot s \quad (2.47)$$

Durch Umstellung der Gleichungen 2.46 und 2.47 sowie nach einigen Berechnungsschritten kann die (maximale) Stahlspannung in einem Einzelriss in Abhängigkeit der Rissöffnung nach Gleichung 2.48

formuliert werden. Hierbei ist zu unterscheiden, ob sich der Stahl noch im linear elastischen Bereich befindet ( $\sigma_{s,\max} \leq f_y$ ) oder bereits ins Fließen geraten ist ( $\sigma_{s,\max} > f_y$ ).

$$\sigma_{s,\max}(w) = \begin{cases} \sqrt{\frac{4 \cdot w \cdot E_s \cdot \tau_{b1}}{\varnothing}} & \text{für } \sigma_{s,\max} \leq f_y \\ \frac{E_{sv} \cdot \sqrt{\frac{\varnothing \cdot (4 \cdot \tau_{b1} \cdot \tau_{b2} \cdot w \cdot E_s^2 - \varnothing \cdot \tau_{b2} \cdot E_s \cdot f_y^2 + E_{sv} \cdot \varnothing \cdot \tau_{b1} \cdot f_y^2)}{E_{sv} \cdot \tau_{b1}}} + E_s \cdot \varnothing \cdot f_y - E_{sv} \cdot \varnothing \cdot f_y}{E_s \cdot \varnothing} & \text{für } \sigma_{s,\max} > f_y \end{cases} \quad (2.48)$$

Die aus den Rissbreiten abgeleiteten Stahlspannungen nach dem *Zuggurtmodell* nähern die tatsächlichen Werte dabei in der Regel von oben an, da lokale Störungen des Verbunds sowie Effekte aus (Mikro-)Rissbildung grundsätzlich unberücksichtigt bleiben und die Verzerrungen des Betons nicht berücksichtigt werden. Für Spannbetonträger mit geringer Bügelbewehrung, wie sie im Fokus dieser Arbeit stehen, kann die Ausbildung eines diskreten kritischen Schubrisses angenommen werden. Abbildung 2.24 stellt die Beziehungen für den Ausschnitt eines ausreichend verankerten Bügels, der durch den kritischen Schubriss gekreuzt wird, dar.



**Abbildung 2.24:** Anwendung des *Zuggurtmodells* zur Ermittlung der Bügelspannung im kritischen Schubriss; hier: Verhältnisse für ein Fließen des Stahls im Riss

Das *Zuggurtmodell* kann herangezogen werden, um für die Beanspruchung der Querkraftbewehrung einen Zusammenhang zwischen Schubrissöffnung in Bügelrichtung und Stahlspannung herzustellen. Da hierbei letztendlich lediglich die maximalen Bügelspannungen im Riss von Interesse sind, können vereinfacht die Verhältnisse in einem Einzelrisselement angenommen werden. Gegebenenfalls sind - zumindest in Richtung der Biegezugzone - jedoch weitere Zwischenrisse und deren Einfluss auf das Verankerungsverhalten zu berücksichtigen.

Mit dem *Zuggurtmodell* lässt sich auch der Spannkraftzuwachs in Abhängigkeit der Schubrissöffnung in Spanngliedrichtung bestimmen. Hierbei gelten grundsätzlich die gleichen beschriebenen Zusammenhänge, wobei die Vordehnung  $\varepsilon_{p,0}$  des Spannstahls zu berücksichtigen ist. In den Gleichungen 2.44, 2.46 und 2.48 ist  $\sigma_{s,\max}$  somit durch  $\Delta\sigma_p$  zu ersetzen und für die Unterscheidung, ob der Stahl bereits fließt

oder nicht, gilt  $\Delta f_y = f_y - \sigma_{p,t=x}$  anstelle von  $f_y$ . Für  $\sigma_{p,t=x}$  ist dabei die resultierende Spannstahlspannung, unter Berücksichtigung der Verluste, zum betrachteten Zeitpunkt anzusetzen. Die mittleren Verbundspannungen  $\tau_1$  und  $\tau_2$  unter Annahme einer ideal-starr plastischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ergeben sich für Spannglieder nach Gleichung 2.43. Der Durchmesser des Stahlglieds kann für Litzenbündel aus der Gesamtfläche des Spannstahls berechnet werden:  $\varnothing_p = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{p,ges}}{\pi}}$ .

### 2.4.3 Erweiterung des Zuggurtmodells für nicht ausreichend verankerte Bügelbewehrung

Die genannten Zusammenhänge gelten grundsätzlich nur für einen ausreichend verankerten Bügel. Für Querkraftbewehrung ohne ausreichende Verankerung, wie dies bei Bügeln mit geraden Stabenden, die innerhalb der Verankerungslänge durch einen Schubriss gekreuzt werden, der Fall ist, kann das Zuggurtmodell entsprechend erweitert werden, um die reduzierte Wirksamkeit dieser Bewehrung zu berücksichtigen. Gleiches gilt für zweiteilige Bügel, die innerhalb der Übergreifungslänge durch einen Schubriss gekreuzt werden, oder zur Berücksichtigung von Haken am Stabende. Des Weiteren ist auch für konventionelle, geschlossene Bügelbewehrung zu unterscheiden, ob die Länge des durch einen Schubriss gekreuzten vertikalen Bügelschenkels größer oder kleiner als die Verankerungslänge ist, da die Dehnung am Ende des Bügelschenkels nicht auf null abfallen muss und sich somit andere Werte für den vertikalen Schlupf am Stabende ergeben. Nachfolgend soll das *Zuggurtmodell* entsprechend erweitert werden, um den Einfluss und die Wirksamkeit von abweichenden Bügelformen mit unterschiedlichen Verankerungstypen auf das Querkrafttragverhalten zu beschreiben. Zur Abbildung des Verbundverhaltens von unzureichend verankerten geraden Stabenden sowie geschlossenen Bügel mit  $l_{f,v} < l_{b,u}$  (wobei  $l_{f,v}$  die Einbindelänge des vertikalen Bügelabschnitts bzw. den Abstand zwischen maximaler Stahlspannung im Riss und Ende des vertikalen Bügelschenkels bezeichnet;  $l_{b,u}$  siehe Gl. 2.49) wird hierbei das Vorgehen aus [Feng u. Xu, 2018] zur Ermittlung des Schlupfes für Finite Elemente Formulierungen aufgegriffen und entsprechend in eine  $w - \sigma_s - \text{Beziehung}$  für Querkraftbewehrungselemente umformuliert.

Für gerade Stabenden ist somit zu überprüfen, ob der Abstand vom Schnittpunkt zwischen Schubriss und Bewehrungselement und dem Stabende die Verankerungslänge des Bügels unterschreitet. Für eine ausreichende Verankerung setzt sich die Verankerungslänge beim Erreichen der Zugfestigkeit des Stahls analog zu Gleichung 2.44 aus einem elastischen und einem plastischen Anteil zusammen (siehe Gleichung 2.49 und Abbildung 2.25).

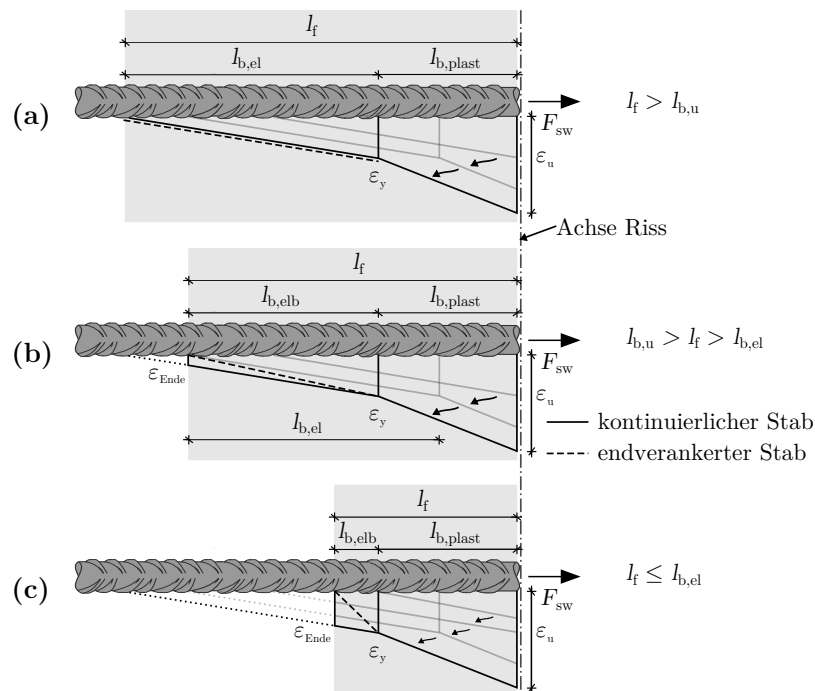
$$l_{b,u} = \begin{cases} l_{b,elb} = \frac{\sigma_{s,max} \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} & \text{für } \sigma_{s,max} \leq f_y \text{ und } l_f > l_{b,u} \\ l_{b,el} + l_{b,plast} = \frac{f_y \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b1}} + \frac{(\sigma_{s,max} - f_y) \cdot \varnothing}{4 \cdot \tau_{b2}} & \text{für } \sigma_{s,max} > f_y \text{ und } l_f > l_{b,u} \end{cases} \quad (2.49)$$

Je nach Verhältnis zwischen Einbinde- und Verankerungslänge des Stabes sind drei Szenarien zu unterscheiden, wobei für eine unzureichende Verankerung zu differenzieren ist, ob es sich um einen kontinuierlichen (z. B. einen geschlossenen Bügel, der innerhalb der Verankerungslänge der vertikalen Bügelschenkel von einem Schubriss gekreuzt wird,) oder endverankerten Stab handelt.



Abbildung 2.25 zeigt die Dehnungsverteilung bei unterschiedlichen Einbindelängen für kontinuierliche und endverankerte Stäbe.

Für den Fall einer ausreichenden Verankerung ( $l_f > l_{b,u}$ , wobei  $l_f$  die Einbindelänge des Stabes bezeichnet), wie in Abbildung 2.25a dargestellt, können sich die Verbundspannungen entlang der gesamten Verankerungslänge entwickeln und es gelten die zuvor genannten Zusammenhänge.



**Abbildung 2.25:** Dehnungsverteilung in Abhängigkeit der Einbindelänge für kontinuierliche Stäbe und Stäbe im Verankerungsbereich (für verschiedene Belastungsstufen angedeutet und unter der Annahme, dass die resultierende Kraft verankert werden kann und somit kein Ausziehversagen auftritt) in Anlehnung an [Feng u. Xu, 2018] für (a)  $l_f > l_{b,u}$  (b)  $l_{b,u} > l_f > l_{b,el}$  (c)  $l_f \leq l_{b,el}$

Für unzureichend verankerte Stäbe (vgl. Abbildung 2.25b und c) unterscheidet sich die Ermittlung des resultierenden Schlupfes. Für kontinuierliche Stäbe (z. B. geschlossene Bügel) ist die Dehnung am Ende des vertikalen Abschnittes (freies Ende) dann nicht gleich null und für endverankerte Stäbe muss ein Schlupf am Stabende berücksichtigt werden, falls sich die Verbundspannungen entlang der gesamten Verankerungslänge entwickeln [Alsawat u. Saatcioglu, 1992]. Darüber hinaus reduziert sich der elastische Anteil der Verankerungslänge zu  $l_{b,elb} = l_f - l_{b,plast}$ . Der Punkt an dem die Streckgrenze des Stahls erreicht wird, wandert somit mit zunehmender Belastung in Richtung des unbelasteten Stabendes. Für  $l_f \leq l_{b,el}$  (Abbildung 2.25c) kann bei endverankerten Stäben mit geraden Enden in der Regel jedoch keine Stahlspannung überhalb der Fließgrenze auftreten, da zuvor in der Regel ein Ausziehversagen auftritt.

Im Gegensatz zu einem kontinuierlichen Stab erfährt der endverankerte Stab einen größeren Schlupf, falls er bis zu seinem (geraden) Stabende beansprucht wird. Dieser zusätzliche Schlupf am freien Ende des Stabes  $s_0$ , der mit dem *Zuggurtmodell* in seiner Grundform nicht erfasst wird, lässt sich vereinfacht

aus dem Ansatz für die lokale Verbundspannungs-Schlupf Beziehung, bis zum Erreichen der maximalen Verbundspannung, nach Model Code [2010] ermitteln. Dadurch wird ein Einfluss der Einbindelänge des Stabes auf die Verbundspannung mit erfasst. Der sich einstellende Endschlupf am Stabende erklärt auch die dargestellte, mögliche geringfügige Änderung der Steigung in den Dehnungsverteilungen (diese entspricht für Stahlspannungen unterhalb der Streckgrenze für ausreichend verankerte Stäbe der Verbundspannung) aus Abbildung 2.25b und c) für endverankerte Stäbe, die bis zum Stabende beansprucht werden. Dieser Zustand kann jedoch nur erreicht werden, falls zuvor kein Ausziehversagen des Stabes eintritt bzw. ein entsprechendes Gleichgewicht für die vorhandenen Verbundspannungen erreicht werden kann. Beim Fließen des Stahls ändert sich die Neigung der Dehnungsverteilungen, da der Bereich der Nachverfestigung in der Stahlarbeitslinie erreicht wird und sich der Elastizitätsmodul  $E_s$  somit auf den Verfestigungsmodul  $E_{sv}$  des Betonstahls reduziert. Für eine Bügelbewehrung kann grundsätzlich von guten Verbundbedingungen ausgegangen werden. Um die Stahlspannung in Abhängigkeit der Rissöffnung mit einer geschlossenen Lösung formulieren zu können, wurde der ansteigende Ast der lokalen  $\tau_b - s - \text{Beziehung}$  nach Model Code [2010] dahingehend verändert, dass eine Potenz von  $\alpha = 0,5$  anstelle von  $\alpha = 0,4$  gewählt wurde, was jedoch nur zu geringfügig größeren Schlupfwerten führt und mit Hinblick auf die starken Schwankungen der Verbundeigenschaften vernachlässigt werden kann. Folglich ergibt sich eine Gleichung zur Ermittlung des Schlupfes am Stabende, die quadratisch von der Stahlspannung  $\sigma_{s,max}$  abhängt (Gl. 2.50).

$$s_0 = s_1 \cdot \left( \frac{\sigma_{s,max} \cdot \varnothing}{4 \cdot l_{b,elb} \cdot \tau_{max}} \right)^2 \quad (2.50)$$

- mit:  $s_1$  Schlupf bei Erreichen von  $\tau_{max}$ ;  
für gerippten Betonstahl:  $s_1 = \sqrt{\frac{30}{f_c [MPa]}}$  [mm] [Alsiwat u. Saatcioglu, 1992]  
für glatten Betonstahl:  $s_1 = 0,10$  [mm] [Model Code, 2010]  
 $\tau_{max}$  maximale Verbundspannung der lokalen  $\tau_b - s - \text{Beziehung}$ ;  
für gerippten Betonstahl:  $\tau_{max} = 2,50 \cdot \sqrt{f_c}$  [Model Code, 2010]  
für glatten Betonstahl:  $\tau_{max} = 0,30 \cdot \sqrt{f_c}$  [Model Code, 2010]

Für  $l_{b,u} > l_f > l_{b,el}$  lässt sich der resultierende Schlupf nach Gleichung 2.51 ermitteln.

$$s^*(\sigma_{s,max}) = \begin{cases} \frac{\varepsilon_s}{2} \cdot l_{b,elb} & \text{für endverankerte und kontinuierliche} \\ & \text{Stäbe, falls } \sigma_{s,max} < f_y \\ \frac{\varepsilon_y}{2} \cdot l_{b,el} + \frac{\varepsilon_y + \varepsilon_s}{2} \cdot l_{b,plast} & \text{für endverankerte und kontinuierliche} \\ & \text{Stäbe, falls } \sigma_{s,max} > f_y \text{ und} \\ & l_{b,plast} \leq l_f - l_{b,el} \\ \frac{\varepsilon_{Ende,y} + \varepsilon_y}{2} \cdot (l_f - l_{b,plast}) + \frac{\varepsilon_y + \varepsilon_s}{2} \cdot l_{b,plast} & \text{für kontinuierliche Stäbe,} \\ & \text{falls } \sigma_{s,max} > f_y \text{ und } l_{b,plast} > l_f - l_{b,el} \\ s_0 + \frac{\varepsilon_y}{2} \cdot (l_f - l_{b,plast}) + \frac{\varepsilon_y + \varepsilon_s}{2} \cdot l_{b,plast} & \text{für endverankerte gerade Stäbe,} \\ & \text{falls } \sigma_{s,max} > f_y \text{ und } l_{b,plast} > l_f - l_{b,el} \end{cases} \quad (2.51)$$

mit:  $\varepsilon_{\text{Ende},y}$  Dehnung am Ende des vertikalen Bügelabschnitts;  $\varepsilon_{\text{Ende},y} = \varepsilon_y \cdot \left(1 - \frac{l_{b,\text{elb}}}{l_{b,\text{el}}}\right)$

$l_f$  Einbindelänge des Stabes

$s_0$  Schlupf am freien Ende nach Gl. 2.50 mit  $l_{b,\text{elb}} = l_f - l_{b,\text{plast}}$

Für das Szenario  $l_f < l_{b,\text{el}}$  wird der Stab gegebenenfalls bereits im elastischen Stadium bis zu seinem freien Ende beansprucht. Der elastische Anteil der Verbundlänge entspricht dann der Einbindelänge ( $l_{b,\text{elb}} = l_f$ ). Falls hierbei kein Ausziehversagen auftritt, so ermittelt sich der Schlupf für  $\sigma_{s,\text{max}} > f_y$  ebenfalls nach Gleichung 2.51. Für  $\sigma_{s,\text{max}} \leq f_y$  gilt demgegenüber (Gl. 2.52):

$$s^*(\sigma_{s,\text{max}}) = \begin{cases} \frac{\varepsilon_s}{2} \cdot l_{b,\text{elb}} & \text{für kontinuierliche und endverankerte Stäbe,} \\ & \text{falls } \sigma_{s,\text{max}} \leq f_y \text{ und } l_{b,\text{elb}} < l_f \\ \frac{\varepsilon_{\text{Ende}} + \varepsilon_y}{2} \cdot l_f & \text{für kontinuierliche Stäbe,} \\ & \text{falls } \sigma_{s,\text{max}} \leq f_y \text{ und } l_{b,\text{elb}} \geq l_f \\ s_0 + \frac{\varepsilon_s}{2} \cdot l_f & \text{für endverankerte Stäbe,} \\ & \text{falls } \sigma_{s,\text{max}} \leq f_y \text{ und } l_{b,\text{elb}} \geq l_f \end{cases} \quad (2.52)$$

mit:  $\varepsilon_{\text{Ende}}$  Dehnung am Ende des vertikalen Bügelabschnitts;  $\varepsilon_{\text{Ende}} = \varepsilon_s \cdot \left(1 - \frac{l_f}{l_{b,\text{el}}}\right)$

$s_0$  Schlupf am freien Ende nach Gl. 2.50 mit  $l_{b,\text{elb}} = l_f$

Falls von einseitig unzureichend verankerten Stäben (Regelfall für nicht normenkonform ausgeführte Bügelformen) ausgegangen wird, so kann Gleichung 2.47 nicht mehr angewendet werden, da sich der Schlupf je Rissufer ungleichmäßig in Abhängigkeit der Verankerung zusammensetzt. Dies setzt jedoch die Kompatibilitätsbedingung voraus, dass die Stahlzugkraft im Riss in beiden Rissufern verankert werden kann. Die Rissöffnung setzt sich dann aus dem Schlupfanteil  $s$  eines ausreichend verankerten Stabes sowie dem Schlupfanteil  $s^*$  eines unzureichend verankerten Stabes zusammen (Gl. 2.53).

$$w = s + s^* \quad (2.53)$$

Nach Einsetzen der Gleichungen 2.46 und 2.51 bzw. 2.52 in Gleichung 2.53 und Auflösen nach  $\sigma_{s,\text{max}}$  kann die Stahlspannung auch für (einseitig) nicht ausreichend verankerte Stäbe in Abhängigkeit der (Schub-)Rissöffnung in Stabrichtung ausgedrückt werden. Insbesondere für  $\sigma_{s,\text{max}} > f_y$  verkomplizieren sich die Zusammenhänge für diesen Fall vergleichsweise stark. Gleichung 2.54 stellt die Stahlspannung für (einseitig) nicht ausreichend verankerte Stäbe in Abhängigkeit der (Schub-)Rissöffnung in Stabrichtung dar. Für endverankerte Stäbe, falls  $\sigma_{s,\text{max}} > f_y$  und  $l_{b,\text{plast}} > l_f - l_{b,\text{el}}$ , hängt  $l_{b,\text{elb}}$  in Gleichung 2.50 von der resultierenden Stahlspannung  $\sigma_{s,\text{max}}$  ab, wodurch sich eine quartische Gleichung für  $\sigma_{s,\text{max}}(w)$  ergibt. Da für diesen Fall keine analytische Lösung für eine parametrisierte Form existiert, wird auf eine Darstellung verzichtet.

$$\sigma_{s,\max}(w) = \left\{ \begin{array}{l} \sqrt{\frac{4 \cdot w \cdot E_s \cdot \tau_{b1}}{\varnothing}} \\ \\ \frac{4 \cdot l_f \cdot \tau_{b1} - 2 \cdot \sqrt{2} \cdot \sqrt{\tau_{b1} \cdot (4 \cdot \tau_{b1} \cdot l_f^2 + E_s \cdot \varnothing \cdot w)}}{\varnothing} \\ \\ \frac{4 \cdot l_f \cdot \tau_{b1} \cdot \tau_{\max} \cdot \left( l_f^2 \cdot \tau_{\max} - \sqrt{\frac{s1 \cdot \tau_{b1} \cdot w \cdot E_s^2 \cdot \varnothing^2 + 2 \cdot w \cdot E_s \cdot \varnothing \cdot l_f^2 \cdot \tau_{\max}^2 + \tau_{b1} \cdot l_f^4 \cdot \tau_{\max}^2}{\tau_{b1}}} \right)}{E_s \cdot s1 \cdot \tau_{b1} \cdot \varnothing^2 + 2 \cdot \varnothing \cdot l_f^2 \cdot \tau_{\max}^2} \\ \\ \frac{E_s \cdot \varnothing \cdot f_y - E_{sv} \cdot \varnothing \cdot f_y + \frac{\sqrt{2} \cdot E_{sv} \cdot \sqrt{\frac{\varnothing \cdot (8 \cdot \tau_{b1} \cdot \tau_{b2} \cdot w \cdot E_s^2 - 3 \cdot \varnothing \cdot \tau_{b2} \cdot E_s \cdot f_y^2 + 2 \cdot E_{sv} \cdot \varnothing \cdot \tau_{b1} \cdot f_y^2)}{E_{sv} \cdot \tau_{b1}}}}{2}}{E_s \cdot \varnothing} \\ \\ \frac{2 \cdot E_{sv} \cdot \varnothing \cdot f_y - 2 \cdot E_s \cdot \varnothing \cdot f_y - E_{sv} \cdot \sqrt{\frac{16 \cdot w \cdot E_s^2 \cdot \varnothing \cdot \tau_{b1} \cdot \tau_{b2} - 2 \cdot E_s \cdot \varnothing^2 \cdot f_y^2 \cdot \tau_{b2} - \dots}{E_{sv} \cdot \tau_{b1}}}}{\varnothing \cdot (2 \cdot E_s - E_{sv})} \\ \\ \frac{-16 \cdot E_s \cdot \varnothing \cdot f_y \cdot l_f \cdot \tau_{b1} \cdot \tau_{b2} - 8 \cdot E_{sv} \cdot w \cdot E_s \cdot \varnothing \cdot \tau_{b1} \cdot \tau_{b2} + 32 \cdot E_s \cdot l_f^2 \cdot \tau_{b1}^2 \cdot \tau_{b2} + E_{sv} \cdot \varnothing^2 \cdot f_y^2 \cdot \tau_{b1} + \dots}{\dots} \\ \\ \frac{+ E_{sv} \cdot \varnothing^2 \cdot f_y^2 \cdot \tau_{b2} + 4 \cdot E_{sv} \cdot \varnothing \cdot f_y \cdot l_f \cdot \tau_{b1}^2 + 12 \cdot E_{sv} \cdot \varnothing \cdot f_y \cdot l_f \cdot \tau_{b1} \cdot \tau_{b2} + 4 \cdot E_{sv} \cdot l_f^2 \cdot \tau_{b1}^3 - 8 \cdot E_{sv} \cdot l_f^2 \cdot \tau_{b1}^2 \cdot \tau_{b2} + \dots}{\dots} \\ \\ \frac{+ 4 \cdot E_{sv} \cdot l_f^2 \cdot \tau_{b1} \cdot \tau_{b2}^2 + 2 \cdot E_{sv} \cdot l_f \cdot \tau_{b1} + 2 \cdot E_{sv} \cdot l_f \cdot \tau_{b2}}{\dots} \end{array} \right.$$

für kontinuierliche und endverankerte Stäbe,  
falls  $\sigma_{s,\max} \leq f_y$  und  $l_{b,elb} < l_f$

für kontinuierliche Stäbe,  
falls  $\sigma_{s,\max} \leq f_y$  und  $l_{b,elb} \geq l_f$

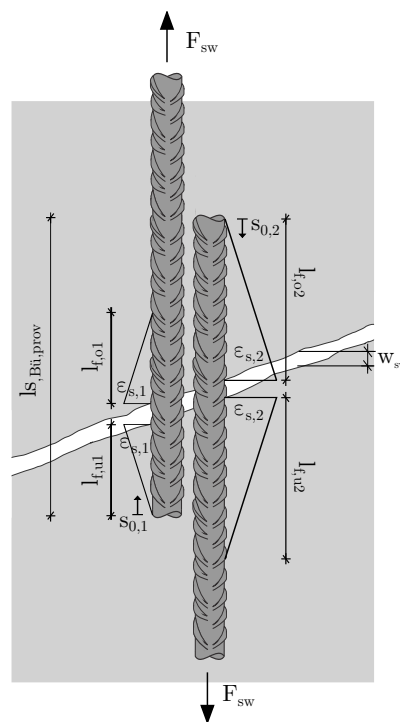
für endverankerte Stäbe,  
falls  $\sigma_{s,\max} \leq f_y$  und  $l_{b,elb} \geq l_f$

für kontinuierliche und endverankerte Stäbe, (2.54)  
falls  $\sigma_{s,\max} > f_y$  und  $l_{b,plast} \leq l_f - l_{b,el}$

für kontinuierliche Stäbe,  
falls  $\sigma_{s,\max} > f_y$  und  $l_{b,plast} > l_f - l_{b,el}$

Der Einfluss von Haken am Stabende kann vereinfacht über die Vergrößerung der Einbindelänge um eine äquivalente Länge  $l_f^* = 5 \cdot d_s$  berücksichtigt werden [Eligehausen et al., 1982].

Anhand des *Zuggurtmodells* lässt sich auch das Dehnungs- bzw. Spannungsverhalten von zweiteiliger Bügelbewehrung mit Übergreifungsstößen beschreiben. Für eine ausreichende vorhandene Übergreifungslänge (Vollstoß) der beiden Bügelteile kann dieser grundsätzlich vereinfacht wie ein geschlossener Bügel betrachtet werden. Falls die Übergreifungslänge jedoch zu kurz ist, oder ein Schubriss den Übergreifungsbereich kreuzt, so ist der Stoß in Analogie zu dem Verhalten von endverankerten Stäben mit geraden Enden formulierbar, falls zuvor kein Auszieh- bzw. Verankerungsversagen auftritt. Wird die gegenseitige Beeinflussung des Verbundverhaltens der einzelnen Stäbe, die sich aufgrund der Störung des Spannungszustandes ergibt, vernachlässigt, so lässt sich der Übergreifungsstoß als ein nach oben und ein nach unten verankerter Stab mit geraden Stabenden betrachten (vgl. Abbildung 2.26).



**Abbildung 2.26:** Dehnungsverteilung im Bereich eines Übergreifungsstoßes für  $\sigma_{s,max} \leq f_y$

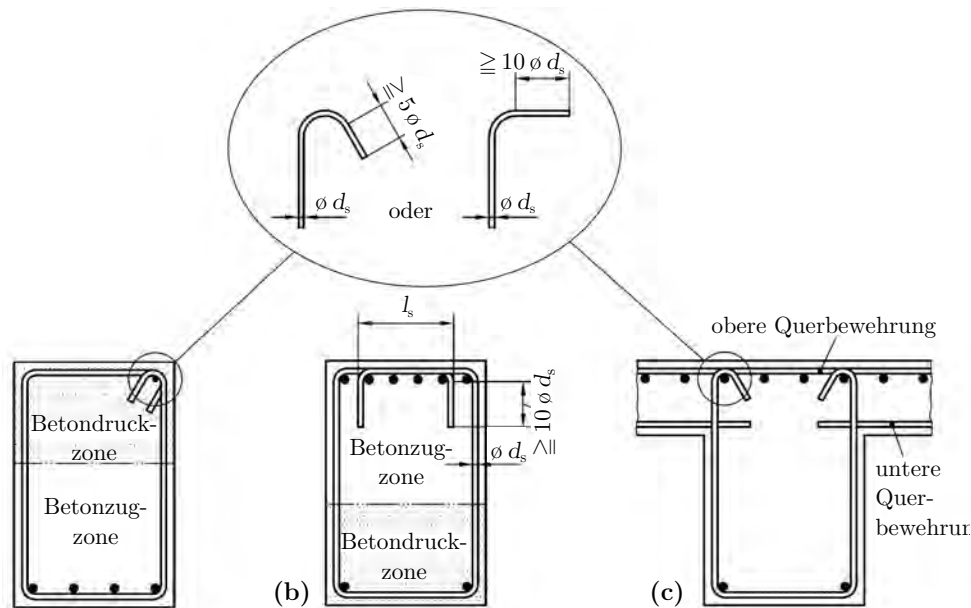
Die Einbindelängen ergeben sich, für einen vorgegebenen Rissverlauf, dabei aus dem Schnittpunkt des diskret angenommenen Risses mit den einzelnen Stabelementen. Außer für überlange Übergreifungslängen kann die Streckgrenze des Stahls für die einzelnen Stabteile in der Regel nicht erreicht werden, falls der in Abbildung 2.26 dargestellte Fall auftritt, da die Einbindelänge der jeweiligen Stababschnitte dann kleiner als die jeweilige Verankerungslänge ist. Der Bügeltraganteil ist letztendlich darstellbar, über die Summe der resultierenden Kräfte in den Querkraftbewehrungselementen, wobei sich diese jeweils entsprechend der Verbund- und Verankerungsbedingungen in Abhängigkeit von der Schubrissbreite und dem Schubrissverlauf ergeben. Hierbei ist je Bügel zu überprüfen in welchem

Verankerungsbereich dieser durch den Schubriss gekreuzt wird, um den entsprechenden Fall des erweiterten *Zuggurtmodells* für die Ermittlung der Stahlspannung anzuwenden.

Die beschriebenen Zusammenhänge lassen sich grundsätzlich für eine analytische Beschreibung des Zusammenhangs von Stahlspannung und Rissöffnung in Abhängigkeit der vorliegenden Verbund- und Verankerungsbedingungen nutzen. Es zeigt sich jedoch, dass die Zusammenhänge - insbesondere für  $\sigma_{s,max} > f_y$  - zum Teil sehr kompliziert werden, so dass sich eine computergestützte bzw. numerische Implementierung anbietet. Eine einfache aber sehr effektive Beschreibung des jeweiligen Verbundspannungs-Schlupf-Verhaltens stellt hierbei auch die Modifizierung der jeweiligen Stahl-Arbeitslinien in Abhängigkeit des ermittelten Schlupfes und der Verankerungslänge dar [Feng u. Xu, 2018; Dehestani u. Mousavi, 2015].

## 2.5 Einfluss der Geometrie von Querkraftbewehrung

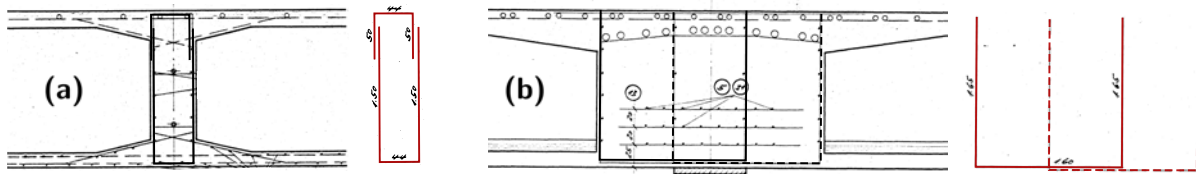
Eine Querkraftbewehrung hat die Aufgabe, die Zug- und Druckzone auf Biegung und Querkraft beanspruchter Bauteile zugfest miteinander zu verbinden. Hierzu muss die entsprechende Bewehrung in den jeweiligen Rissufern ausreichend verankert werden. Nach aktuellem Stand der Technik werden diesbezüglich entsprechende Anforderungen an die bauliche Durchbildung formuliert. So wird nach EN 1992-2 [2010]; EN 1992-2/NA [2013] bzw. DIN-FB-102 [2009] insbesondere gefordert, dass Bügelbewehrung in der Druck- und Zugzone nach gesonderten Vorgaben geschlossen wird, wobei dies für Plattenbalken unter bestimmten Voraussetzungen durch die Anordnung von durchgehenden Querstäben erfolgen kann. Bügel und andere Querkraftbewehrungselemente sind mit Haken oder Winkelhaken zwischen dem Schwerpunkt der Druckzonenfläche und dem Rand der Druckzone zu verankern. In der Zugzone ist die Verankerung nahe am Zugrand anzuordnen. Eine Verankerung mittels geraden Stabenden ist normativ nicht zulässig. Des Weiteren wird gefordert, dass Bügel die Zugbewehrung umfassen. Abbildung 2.27 zeigt beispielhaft Möglichkeiten zum Verankern und Schließen von Bügeln in der Druck- und Zugzone sowie bei Plattenbalken im Bereich der Platte nach den Anforderungen entsprechend DIN-FB-102 [2009] auf. Diese Forderungen beruhen darauf, dass sowohl die Querkrafttragfähigkeit als auch die Schubrissbreiten im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wesentlich durch das Verbundverhalten und die Verankerung der Querkraftbewehrung beeinflusst werden. Die für offene Bügel geforderte zusätzliche Querbewehrung ist demnach erforderlich, um Querzugspannungen aufnehmen zu können, was bei geschlossenen Bügeln grundsätzlich gegeben ist [DAfStb, 2012]. Mit dieser Forderung wird darüber hinaus auch eine Umschnürungswirkung erwirkt, die die Tragfähigkeit der Druckzone erhöht. Eine Verankerung mit Haken, Winkelhaken oder Schlaufen wird normativ gefordert, da Versuche gezeigt haben, dass diese den Schlupf der Bügelbewehrung minimieren und somit die Wirksamkeit der Querkraftbewehrung durch eine Aktivierung bereits bei geringen Rissöffnungen steigern. Darüber hinaus wird mit der Verankerung über Haken und Schlaufen sowie eine Umschließung der Längsbewehrung mit Bügeln auch eine Restverankerung im Brandfall, falls sich die Betondeckung löst, sichergestellt.



**Abbildung 2.27:** Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Bügelbewehrung für das Verankern und Schließen nach DIN-FB-102 [2009] in **(a)** der Betondruckzone **(b)** der Betonzugzone und **(c)** bei Plattenbalken im Bereich der Platte

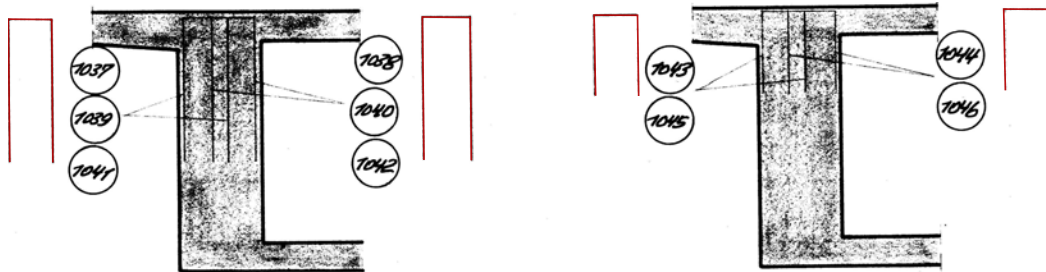
Da das Verankerungsverhalten auch wesentlich auf dem Haftverbund beruht, der im Zuggurt durch Biegerisse minimiert werden kann, und um ein Abstützen von Druckstreben auf die Ecken der Bügelbewehrung zu ermöglichen, bestehen unterschiedliche Anforderungen an die Verankerung und das Schließen der Bügel in der Druck- und Zugzone. Die normativen Anforderungen an die Verankerung in der Druck- und Zugzone beruhen auf der Modellvorstellung ein „*Kräftepiel nach der Fachwerkanalogie*“ ohne planmäßige Betonzugspannungen zu gewährleisten, wonach der Schwerpunkt der Bügelverankerungen außerhalb des vom Hebelarm der inneren Kräfte definierten Bereiches liegen sollte. [Kupfer u. Baumann, 1971; Rehm u. Eligehausen, 1972; Rehm et al., 1979; DAfStb, 2012] Im Brückenbau ist ein Übergreifungsstoß des Bügelschenkels nach EN 1992-2 [2010]; EN 1992-2/NA [2013] bzw. DIN-FB-102 [2009] nicht geregelt, wohingegen dieser im Hochbau nach EN 1992-1-1 [2011] nahe der Oberfläche des Stegs erlaubt ist, solange es sich nicht um einen Torsionsbügel handelt. Der Ausschluss dieser zweiteiligen Steckbügel kann darauf zurückgeführt werden, dass die Wirksamkeit solcher Bügel aufgrund von Querkzugspannungen im Stoßbereich ungünstig beeinflusst werden kann [DAfStb, 2012]. Weiterhin kann bei Bügelstößen mit geraden Stabenden (sowie ein Schließen der Bügel ohne Haken oder Winkelhaken an den Stabenden) bei einer Torsionsbeanspruchung die Kraft aus der Umlenkung im dreidimensionalen Fachwerkmodell zur Abtragung der Torsion die Betondeckung vorzeitig sprengen [Leonhardt u. Schelling, 1974; Mitchell u. Collins, 1976].

In der Praxis finden sich bei der Nachrechnung von Brücken bei älteren, bestehenden Massivbrücken jedoch verschiedene Abweichungen von den heutigen normativen Forderungen [Marzahn et al., 2015]. So wurden häufig zweiteilige Bügel mit kurzen Übergreifungslängen oder oben offene Bügel mit geraden Stabenden verwendet (vgl. Abbildung 2.28).



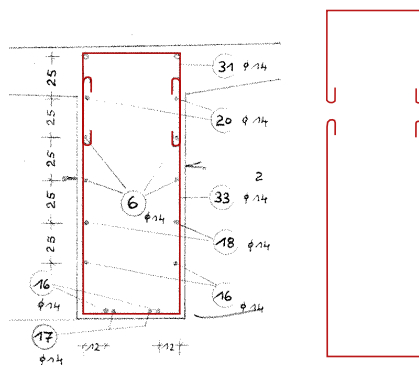
**Abbildung 2.28:** Nicht normenkonforme Querkraftbewehrungsformen am Beispiel der Rheinbrücke Bonn-Nord (Baujahr 1967);  
 (a) zweiteilige Bügelbewehrung mit kurzer Übergreifungslänge in einem Feldquerträger  
 (b) oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden in einem Stützquerträger

Ein weiteres häufiges Detail stellen die in Abbildung 2.29 beispielhaft dargestellten einseitig offenen Steckbügel ohne Endhaken dar, die lediglich von oben eingesteckt wurden und nur über einen Teil der Querschnittshöhe reichen.



**Abbildung 2.29:** Nicht normenkonforme Querkraftbewehrung in Form von einseitig offenen Steckern mit geraden Stabenden, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen am Beispiel der Ruhrtalbrücke Mintard

Zudem findet sich oftmals Bügelbewehrung aus glattem Betonstahl. Im Vergleich zu geripptem Betonstahl weisen Bügelstöße aus Glattstahl jedoch in der Regel Haken an den Stabenden des Übergreifungsstoßes auf (vgl. Abbildung 2.30).



**Abbildung 2.30:** Nicht normenkonformer Übergreifungsstoß eines Bügels aus glattem Betonstahl am Beispiel der Glockseebrücke Hannover



Obwohl die beschriebenen, heute nicht mehr zulässigen Ausführungen von Querkraftbewehrung zur damaligen Zeit zugelassen waren und für entsprechende Bemessungen in Ansatz gebracht wurden, finden sich nur wenige experimentelle Untersuchungen zur Absicherung einer Wirksamkeit dieser Bügelformen. So wurden von Kupfer u. Baumann [1973]; Kupfer [1975] Versuche mit Bügelstößen (Hutbügel) bei Querkraftbeanspruchung mit unterschiedlichen Übergreifungslängen ( $l_{0,B,prov} = 12 d_s/15 d_s/20 d_s/26 d_s$ ) durchgeführt. Die Übergreifungslänge wurde dabei zwischen 44 und 96 % der nach DIN-1045 [1972] erforderlichen Länge variiert. Alle Versuchskörper waren Einfeldträger mit einer Querschnittshöhe von 42,5 cm, einem Rechteckquerschnitt und Bügel mit Durchmesser 7 und 11 mm. Die Versuche zeigten, dass sich die Bügel durch die Nachgiebigkeit des Übergreifungsstoßes zwar der vollen Mitwirkung etwas entzogen und im Vergleich zu geschlossenen Bügel geringere Bügelspannungen auftraten, aber dass selbst bei einer Übergreifungslänge von lediglich  $20 d_s$  (entspricht 73 % von  $l_0$  nach DIN-1045 [1972]) einige Bügel die Fließgrenze erreichten und erst bei  $l_{0,B,prov} = 12 d_s$  ein Versagen der Übergreifungsstöße auftrat. Als Schlussfolgerung aus den Versuchen wird eine Übergreifungslänge von mindestens  $19 d_s$  für einen Beton Bn350 (entspricht C25/30) und vorwiegend ruhende Lasten gefordert. Dies entspricht einer Übergreifungslänge des Bügelstoßes von lediglich 70 % des Wertes nach DIN-1045 [1972]. Hierbei ist anzumerken, dass sich die Berechnung der Übergreifungslänge früher zwar auf eine maximale Stahlspannung von nur 240 MPa, die sich aus einer Mindeststreckgrenze des Betonstahls von 420 MPa und einem Sicherheitsbeiwert von 1,75 ergibt, bezog, die Streckgrenze des Stahls von 420 MPa aber dennoch erreicht wurde. Für einen Beton C25/30 und einen Bügeldurchmesser von 6 mm ergibt sich nach DIN-1045 [1972] somit beispielsweise eine erforderliche Übergreifungslänge der Schenkel von lediglich  $l_0 = 19 d_s = 11,4$  cm, was in etwa nur 48 % der geforderten Übergreifungslänge für Zugstöße nach DIN-FB-102 [2009] entspricht. Dies ist mitunter darauf zurückzuführen, dass nach DIN-1045 [1972] für Bügel eine Abminderung der Übergreifungslänge auf 75 % bei voller Schubdeckung zulässig war, da diese in der Regel aus dünnen Stäben bestehen. Später wurde diese Reduktion der Übergreifungslänge für Bügelstöße nicht mehr zugelassen und diese mussten wie Zugstöße bemessen werden, wobei sich die erforderlichen Übergreifungslängen in späteren Normen im Vergleich verkürzten [Rehm et al., 1979].

Im Vergleich zu geripptem Betonstahl wiesen Stabenden von Bügelbewehrung aus Glattstahl bereits sehr früh Haken auf, da bereits ab Einführung der Leitsätze [1904] eine Verankerung von geraden Stabenden aus glattem Betonstahl mittels Umbiegen oder in Form von Rundhaken empfohlen und bereits einige Jahre später gefordert wurde [Bestimmungen, 1916]. Bis zur Einführung der DIN 1045 [1978] konnte eine Anordnung von Haken am Stabende bis zu einem Stabdurchmesser von 25 mm als punktuelle Verankerung angesehen werden, wobei diese Festlegung auf Versuchen von Bach u. Graf [1911] beruht. Diese Überlegung konnte von Bauer [1949] und durch theoretische Überlegungen anhand von einfachen Ingenieurmodellen von Angnes [2016] bestätigt werden. Da entsprechende experimentelle Untersuchungen mit Glattstahl oftmals sehr weit in die Vergangenheit zurückreichen, wird das Verbundverhalten von glatter Bewehrung im Rahmen der vorliegenden Arbeit näher untersucht und gleichfalls Tastversuche zum Einfluss von Haken am Stabende durchgeführt. Weitere aktuelle Untersuchungen mit einem ähnlichen Hintergrund finden sich auch in Brantschen et al. [2016] und Medziti u. Zwicky [2019].

Tompos u. Frosch [2002] untersuchten den Einfluss von Bügelformen bzw. -verankerungen von Querkraftbeanspruchten 48,6 cm hohen schlaff bewehrten Trägern mit Rechteckquerschnitt. Es zeigte sich, dass sich die Querkrafttragfähigkeit beim Vorhandensein von in der Druckzone nicht geschlossenen U-förmigen Bügeln im Vergleich zu konventionellen, geschlossenen Bügeln um ca. 11 % reduziert. Dies lässt sich damit begründen, dass die Bügel nicht vollständig ins Fließen geraten, falls diese innerhalb der Verankerungslänge durch den Schubriss gekreuzt werden. Für die Träger mit U-förmiger Bügelbewehrung war tendenziell eine flachere Rissneigung zu beobachten. Trotz der Reduktion der Tragfähigkeit konnte gezeigt werden, dass die oben offenen Bügel dennoch einen deutlichen Anteil an der Querkrafttragfähigkeit leisten. Aktuelle Versuche an I-Trägern wurden von Mathys et al. [2014] zum Einfluss unten offener Bügelbewehrung mit geraden Stabenden bei einfeldrigen Spannbettträgern sowie von Rupf [2014] für oben offene Bügelbewehrung bei Spannbeton-Durchlaufträgern durchgeführt. Für beide Versuchsreihen wurde kein Einfluss der Bügelform auf die Querkrafttragfähigkeit festgestellt. Im Vergleich zu den restlichen Untersuchungen deutet sich somit ein Einfluss der Querschnittsform auf das Verankerungsverhalten der Querkraftbewehrung an, der mitunter auch auf eine abweichende Rissbildung im Vergleich zu Rechteckquerschnitten zurückführbar ist.

Aufgrund des Mangels an konkreten Versuchen zum Einfluss der Bügelform auf das Querkrafttragverhalten lassen sich zur besseren Einschätzung auch Versuche zur Tragfähigkeit von beschädigten Bügeln (z. B. Bügel, die in der Druck- und/oder Zugzone offen sind) heranziehen. Entsprechende Versuche wurden mitunter von Regan u. Reid [2004]; Toongoenthong u. Maekawa [2005]; Nakamura et al. [2006]; Varney et al. [2011] durchgeführt und ausgewertet. Hierbei konnten einheitlich nennenswerte Beiträge der offenen Bügel zum Abtrag von Querkraften nachgewiesen werden, auch wenn sich insbesondere für Rechteckquerschnitte Reduktionen der Bruchlasten beim Vorhandensein offener Bügel zeigten. Nakamura et al. [2006] stellte in seinen Versuchen weiterhin fest, dass die Querkrafttragfähigkeit von Trägern mit einseitig offener Bügelbewehrung und geraden Stabenden in der Zugzone, im Vergleich zu Trägern deren Bügel in der Druckzone nicht geschlossen sind, stärker reduziert wird. Dies kann auf den zuvor erwähnten negativen Einfluss weiterer, die Querkraftbewehrung kreuzender, Biegerisse in der Zugzone auf das Verbundverhalten zurückgeführt werden. Varney et al. [2011] untersuchten in ihren Versuchen des Weiteren den Einfluss einer Umgreifung der Längsbewehrung durch Bügel und stellten für die zusätzlichen einschnittigen Bügel keinen deutlichen Einfluss der Verankerungsart fest. Zudem weisen Varney et al. [2011] sogar darauf hin, dass aus ihrer Sicht auf eine Verankerung mittels Haken sowie eine Umgreifung der Längsbewehrung verzichtet werden könnte, da sich die Bügelkräfte über Verbundspannungen entlang der geraden Stabbereiche verankern. Da sich das Tragverhalten von Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung nur unzureichend mit einer Fachwerkwirkung beschreiben lässt und sich vielmehr ein Tragverhalten einstellt, das dem von Trägern ohne Querkraftbewehrung gleicht, besteht die Möglichkeit die normativen Forderungen zur Verankerung von Bügelbewehrung für diesen Fall unter Umständen zu lockern. Zwar erscheinen viele Anforderungen an das Schließen und Verankern von Bügelbewehrung als sinnvoll, insbesondere mit Hinblick auf eine robuste Bauweise, aber unter bestimmten Voraussetzungen womöglich nicht zwingend erforderlich. Vor dem Hintergrund der besonderen Gegebenheiten bei bestehenden Spannbetonbrücken sollen daher im Rahmen dieser Arbeit weiterführende Untersuchungen zum Einfluss von Bügelformen auf das Querkrafttragverhalten durchgeführt werden.

## 3 Experimentelle Untersuchungen

### 3.1 Allgemeines

In der Vergangenheit wurden weltweit bereits Hunderte von Versuchen zum Querkrafttragverhalten von Trägern aus Stahl- und Spannbeton durchgeführt. Dennoch existiert lediglich eine sehr geringe Anzahl an experimentellen Untersuchungen mit großformatigen Querschnitten sowie an Durchlaufträgern. Gleiches gilt für spezielle, die Querkrafttragfähigkeit beeinflussende Faktoren von Bestandsbrücken. Vor diesem Hintergrund wurden im Rahmen der vorliegenden Arbeit am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München 14 eigene Versuche an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen mit geringem Querkraftbewehrungsgrad durchgeführt. Hierbei wurden die Bügelform, der Querkraftbewehrungsgrad, der Vorspanngrad sowie die Querschnittsform variiert. Die Versuche wurden größtenteils im Zuge eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) geförderten Verbundforschungsvorhabens [Hegger et al., 2019] durchgeführt. Darüber hinaus wurden ergänzend Versuche für ein durch das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) und das Bayerische Staatsministerium für Wohnen, Bau und Verkehr (StMB) gefördertes Forschungsvorhaben realisiert.

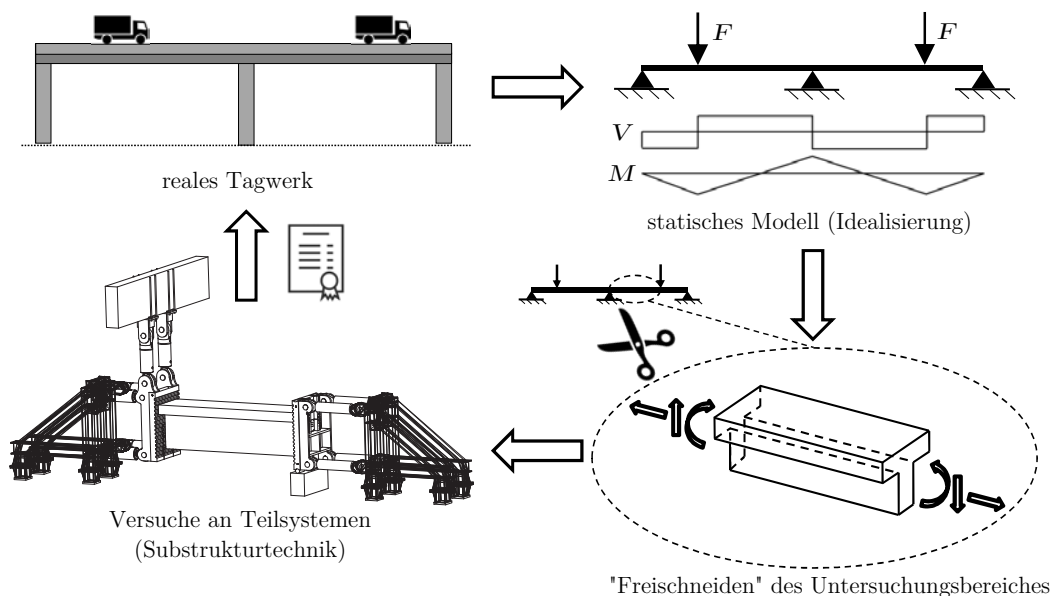
Für alle Versuche kam ein innovatives Versuchskonzept zur Anwendung, das in Kapitel 3.2 detailliert erläutert und in Kapitel 3.3 validiert wird. Anschließend erfolgt eine Beschreibung der Querkraftversuche in Kapitel 3.4 sowie die Darstellung von relevanten Versuchsergebnissen in Kapitel 3.5 (ergänzend sei auf weitere Versuchsergebnisse im Anhang A verwiesen). Darüber hinaus wird in Kapitel 3.6 auf begleitende Ausziehversuche zur Untersuchung des Verbundverhaltens von glattem Bewehrungsstahl eingegangen. In Kapitel 3.7 folgt eine Analyse und Diskussion ausgewählter Aspekte des Tragverhaltens und in Kapitel 3.8 ein Vergleich der Versuchsergebnisse mit Querkraftbemessungsansätzen. Die Ergebnisse und Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen dienen als Grundlage für die Entwicklung von Ingenieurmodellen in Kapitel 4. In diesem Zusammenhang sei aus eigener Erfahrung erwähnt, dass die eigenständige Durchführung von Versuchen einen sehr wichtigen Beitrag leistet, um sowohl ein ausgeprägtes Verständnis für das Materialtragverhalten als auch für die grundsätzlichen Prinzipien und Vorgänge eines Querkraftversagens zu erhalten.

## 3.2 Anwendung der Substrukturtechnik für Querkraftversuche

### 3.2.1 Hintergrund

Um auf das Tragverhalten von großen Bauteilen (wie z. B. dem von mehrfeldrigen, durchlaufenden Spannbetonbrücken) zu schließen, werden in der Regel Versuche an wenigen Probekörpern durchgeführt, deren Bauteilabmessungen im Vergleich zur Realität zumeist deutlich herunter skaliert sind. Dies ist insbesondere auf den enormen Aufwand von Großversuchen bei der Durchführung sowie der Herstellung, dem Handling und der Entsorgung von großformatigen Versuchskörpern zurückzuführen. Die Grenzen der maximalen Abmessungen sowie Eigengewichte von Prüflingen sind bei Laborversuchen zudem aufgrund von beschränkten Belastungs- und Krankapazitäten sehr schnell ausgeschöpft. Dadurch liegt jedoch eine Diskrepanz zwischen den für den Brückenbau praktisch relevanten Querschnittsabmessungen und dem durch Versuche abgesicherten Bereich vor, und maßstabsabhängige Effekte werden womöglich nur unzureichend erfasst.

In diesem Zusammenhang sei erwähnt, dass für viele experimentelle Untersuchungen allerdings nur die Bereiche des Gesamtsystems von besonderem Interesse sind, in denen das eigentliche Versagen eintritt. Dementsprechend scheint es naheliegend, diese „Versagensbereiche“ vom Gesamtsystem herausgelöst zu betrachten und die restlichen Bereiche über entsprechende Randbedingungen zu berücksichtigen. Dieses Konzept verfolgt das Prinzip der „Substrukturtechnik“, das in Abbildung 3.1 für die Anwendung bei experimentellen Untersuchungen an Balkenelementen dargestellt ist.



**Abbildung 3.1:** Anwendung des Prinzips der „Substrukturtechnik“ für experimentelle Untersuchungen an Balkenelementen

Die Anwendung von Substrukturtechniken findet in der numerischen Simulation von komplizierten statischen Systemen oder dynamischen Vorgängen (vgl. z. B. [Gasch et al., 2012; Zhou u. Reese, 2015])

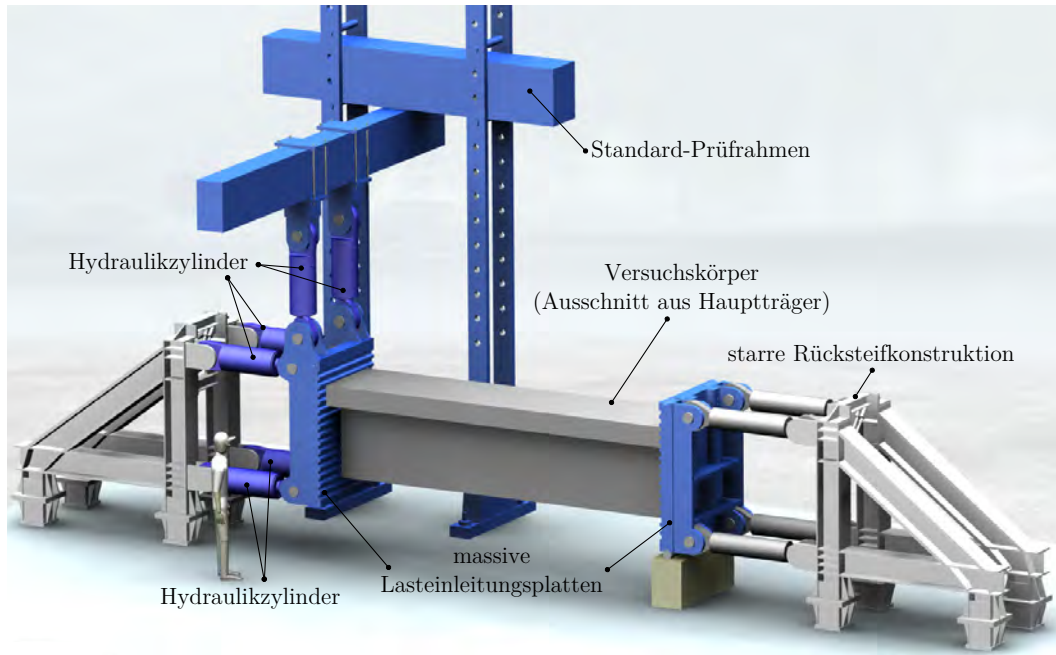
häufig Anwendung, um den Aufwand zu reduzieren. Hierbei wird die Interaktion des herausgelösten Teilbereichs mit der Gesamtstruktur über eine entsprechende Definition der Randbedingungen am Übergang (z. B. über statische Kondensation oder der Einführung von Impedanzen bei dynamischen Systemen) berücksichtigt und das Gleichungssystem dadurch reduziert. Auch in der experimentellen Forschung finden sich Anwendungen dieser Versuchstechnik, oftmals beispielsweise bei hybriden Echtzeitversuchen im Erdbebeningenieurwesen (vgl. z. B. [Fermendois u. Spencer, 2017; Carrion u. Spencer, 2007; Hashemi et al., 2015]). Auch für experimentelle Untersuchungen zum Querkrafttragverhalten wurden im Massivbau bereits einige Prinzipien der Substrukturtechnik erfolgreich angewendet. So wurde die Modellreduktion entweder unter Ausnutzung von Symmetriebedingungen (vgl. z. B. [Heidrich, 2009; Winkler u. Mark, 2013]) oder davon losgelöst unter Einleitung der inneren Spannungszustände an den Elementgrenzen mit Hilfe von Belastungsvorrichtungen (vgl. z. B. [Collins u. Kirschner, 1986; Kaufmann u. Marti, 1996; Adebar, 1994]) realisiert. Auf dem Prinzip der Substrukturtechnik und den vorangegangenen Arbeiten aufbauend, wurde im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen eigens ein neuartiger Versuchsstand für die experimentelle Untersuchung von vorgespannten Balkenelementen unter Querkraftbeanspruchung (mit grundsätzlich nahezu beliebiger Momenten-Querkraft-Interaktion) entwickelt und realisiert.

Die Versuchstechnik bietet dabei einige Vorteile und mit Bezug auf das Querkrafttragverhalten von großen Tragstrukturen lassen sich gezielt einzelne „Schubfeldtypen“ bzw. Zonen analysieren sowie systematisch einzelne Effekte unter gleichbleibenden Bedingungen untersuchen. Durch die Reduktion der Versuchsträgerabmessung in Längsrichtung ist das Gesamtvolumen der einzelnen Prüfkörper vergleichsweise gering, so dass auch massive Querschnitte experimentell untersucht werden können. Des Weiteren ist eine laborinterne, eigene Herstellung einfacher möglich und es liegt ein klar definierter Messbereich vor. Insgesamt lassen sich folglich in kürzerer Zeit mehr Versuche bei reduziertem Gesamtaufwand durchführen.

### 3.2.2 Konzeption eines Versuchsstandes

Der Versuchsstand wurde so konzipiert, dass (nahezu beliebige) ausgewählte Teilbereiche, die für das Versagen relevant sind, isoliert geprüft werden können. Dabei ist sowohl eine einseitige als auch eine beidseitige Lasteinleitung möglich, wodurch Einfeld- oder auch Durchlaufsysteme mit deutlich reduzierter Länge wirklichkeitsnah untersucht werden können. Als geometrische Randbedingungen wurden maximale Querschnittshöhen von 1,80 m und -breiten von 1,30 m gesetzt. Des Weiteren wurde die Anlage so entworfen, dass eine Prüfung von Trägern mit Vorspannung im sofortigen als auch im nachträglichen Verbund sowie eine zyklische Belastung realisierbar sind. Abbildung 3.2 zeigt eine schematische Animation des Versuchsstandes für den Fall einer beidseitigen Lasteinleitung bei einem Versuch an einem Durchlaufträger-Teilsystem.

Die Lasteinleitung erfolgt einseitig über sechs doppeltwirkende, einzeln servohydraulisch ansteuerbare Hydraulikzylinder (Sonderanfertigung Fa. Liebherr, maximaler Sekundärdruck 300 bar,  $D = 260$  mm,  $d = 140$  mm), wobei das Biegemoment grundsätzlich über ein Kräftepaar aus vier horizontalen und die Querkraft über zwei vertikale Pressen eingeleitet wird. Bei beidseitiger Lasteinleitung

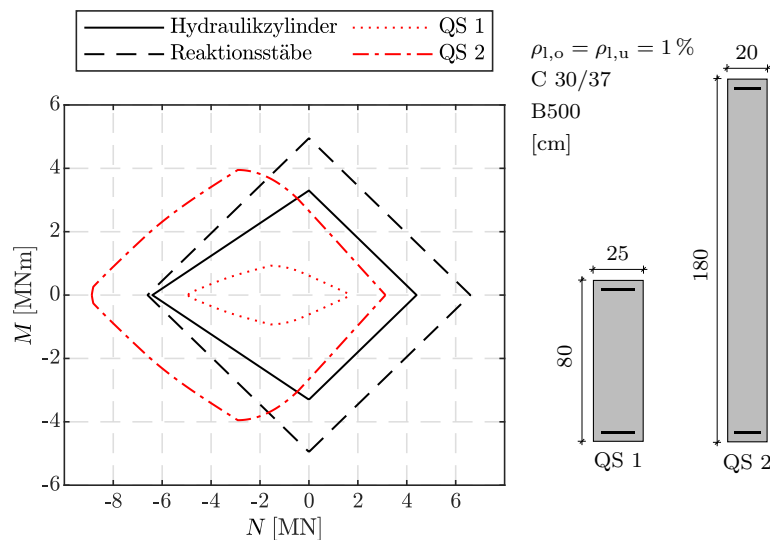


**Abbildung 3.2:** Versuchsanlage für die Prüfung von Balkenelementen nach dem Prinzip der „Substrukturtechnik“ (Prüfrahmen nur teilweise dargestellt)

stellen vier gegenüberliegende, starre Reaktionstäbe das Momenten-Gleichgewicht und zwei Rollenlager das Gleichgewicht der vertikalen Kräfte sicher. Durch die individuelle Ansteuerung der einzelnen Hydraulikzylinder und die Möglichkeit einer Querverdrehung der Radialgelenklager an den Anschlusspunkten ist die Einleitung eines Querbiegemoments oder einer Torsionsbeanspruchung demnach prinzipiell ebenfalls möglich. Für den Fall einer einseitigen Aufbringung der Last sorgt ein von der Versuchsanlage unabhängiges Endauflager für das vertikale Gleichgewicht. Die Kräfte der jeweiligen Rücksteifkonstruktionen werden über den Aufspannboden der Versuchshalle kurzgeschlossen. Somit kann die Länge der Träger bei einseitiger Lasteinleitung nahezu beliebig und bei beidseitiger Lasteinleitung entsprechend des Rasters der Aufspannpunkte (zumeist 1 m x 1 m) gewählt werden. Die Einleitung der Schnittgrößen an den Elementenden erfolgt über massive Stahlplatten (Einzelgewicht 4,3 t) mit eingefrästen Schubnocken. In der Zugzone werden die schlaffe Bewehrung und die Spannlitzen über jeweils drei herausnehmbare Passteile (die entsprechende Durchgangsbohrungen aufweisen) und spezielle Verankerungsvorrichtungen mit dem Versuchsstand gekoppelt. Die Prüflinge weisen an den Trägerstirnseiten entsprechende Negative der Schubnockengeometrien der Lasteinleitungsplatten auf, so dass eine Übertragung von Schubkräften in den Fugen ermöglicht wird.

Die doppelwirkenden Hydraulikzylinder können eine maximale Druckkraft von 1,6 MN und eine maximale Zugkraft von 1,1 MN aufbringen. Der vertikale Hebelarm des Kräftepaars aus den vier horizontalen Pressen beträgt 1,50 m. Demnach lassen sich maximale Biegemomente von 3,30 MNm, maximale Querkräfte von 3,2 MNm und maximale Normalkräfte von 6,4 MN (Drucknormalkraft) bzw. 4,4 MN (Zugnormalkraft) an den Trägern einleiten. Abbildung 3.3 stellt die Momenten-Normalkraft-Kapazitäten der Versuchsanlage im Vergleich zu den Momenten-Normalkraft-Widerständen beispielhafter Rechteck-Querschnitte zusammenfassend dar. Der Vergleich zeigt, dass bei geringen

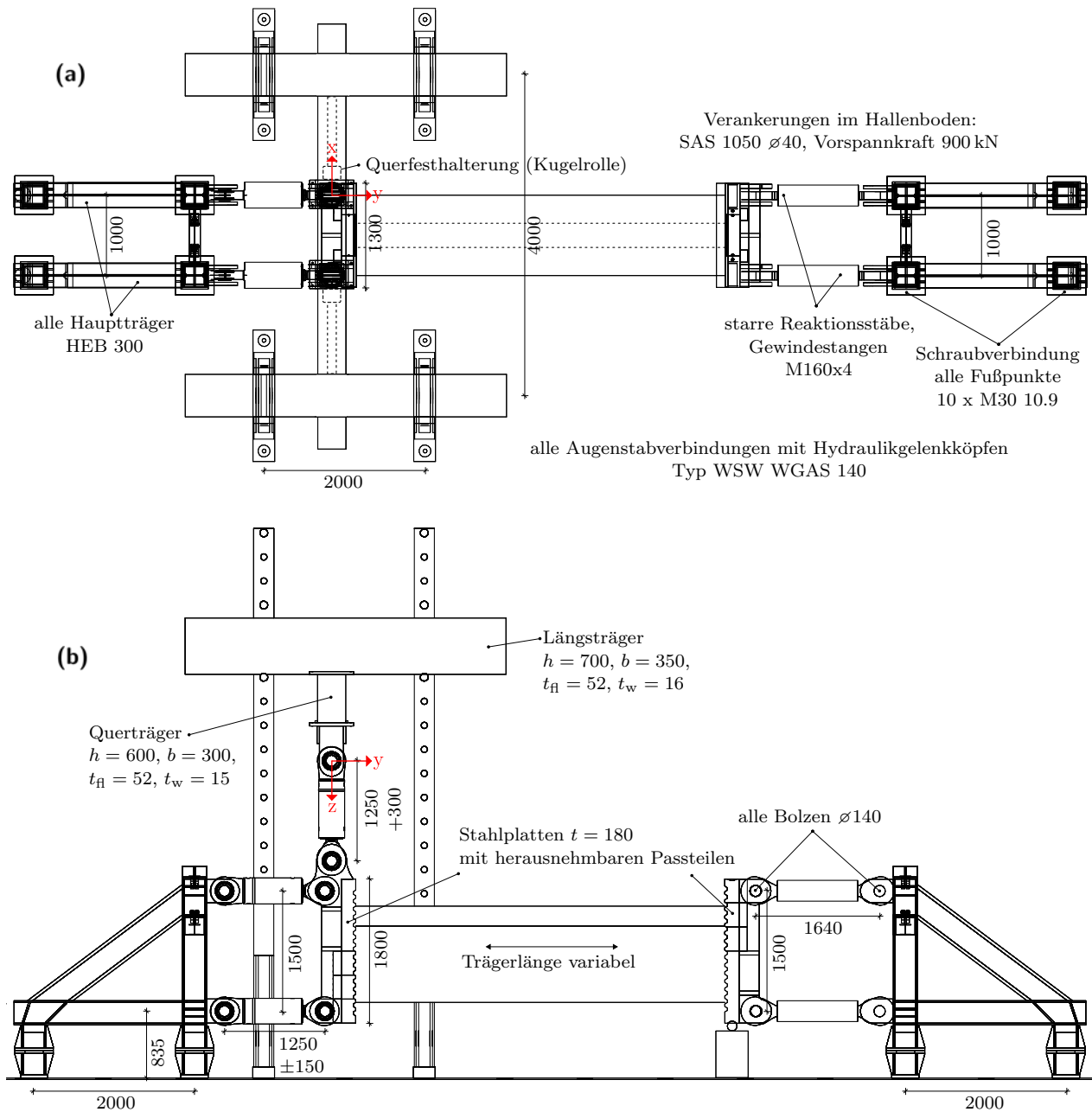
zentrischen Druckbeanspruchungen ausreichende Kapazitäten vorliegen, um Versuchsträger mit realitätsnahen Querschnittsabmessungen zu prüfen. So lässt sich selbst für eine in Längsrichtung relativ hochbewehrte Wandscheibe mit 1,80 m Querschnittshöhe das Bruchmoment in der Versuchsanlage erreichen. Für Querkraftversuche mit gängigen Querschnittsabmessungen und Schubslankheiten stellt das maximal einleitbare Biegemoment, auch für hoch querkraftbewehrte Versuchsträger, in der Regel die begrenzende Größe dar.



**Abbildung 3.3:** Momenten-Normalkraft-Kapazitäten des Versuchstandes und Vergleich mit den Momenten-Normalkraft-Widerständen beispielhafter Rechteck-Querschnitte

### 3.2.3 Versuchsaufbau und -ablauf

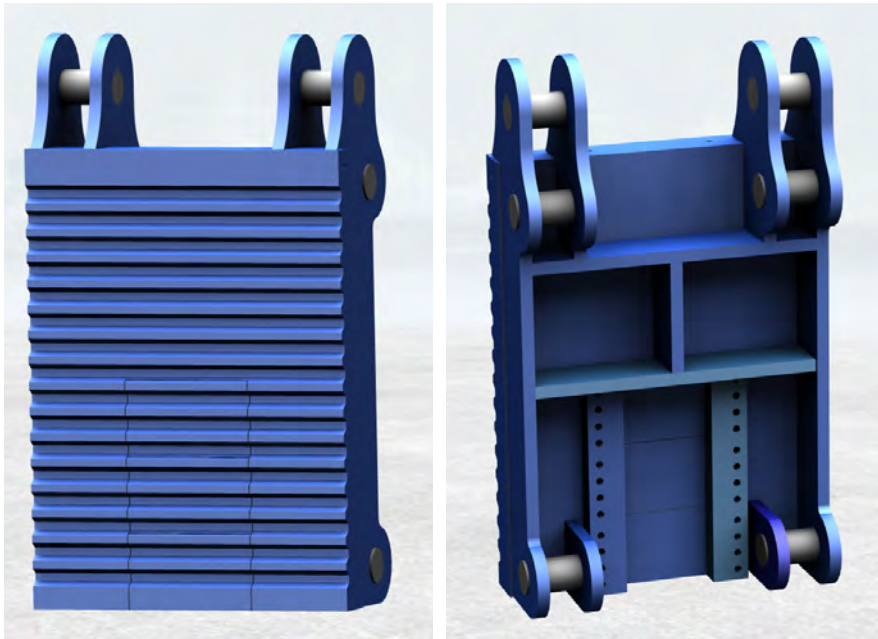
Der Versuchsaufbau für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit durchgeführten Querkraftversuche an Durchlaufträger-Teilsystemen ist in Abbildung 3.4 dargestellt. Um das Verhalten der Versuchsträger auch im Nachbruchbereich über eine entsprechende Wegsteuerung ermitteln zu können und um ein plötzliches Versagen des Trägers bei Erreichen der Bruchlast aufgrund eines „Rückfederns“ der Versuchseinrichtung (durch die Freisetzung der gespeicherten elastischen Energie beim Bruch) zu verhindern, wurde eine hohe Steifigkeit der Belastungseinrichtung gewählt. Die Kräfte der vier horizontalen Hydraulikzylinder werden dabei über massive Rücksteifkonstruktionen im vorgespannten Hallenboden ( $t = 80$  cm) verankert und die Vertikalkräfte der beiden Pressen zur Aufbringung der Querkraft über einen standardmäßigen Viersäulenprüfrahmen mit dem Hallenboden kurzgeschlossen. Die Verankerung der jeweiligen Fußpunkte erfolgt dabei über hochfeste Stabspannglieder, respektive Gewindestangen ( $\varnothing 40$  mm), die entsprechend ihrer erwarteten Belastung vorgespannt sind, um die resultierende Verformung zu reduzieren. Die sechs Hydraulikzylinder und vier starren Reaktionsstäbe (Gewindestangen M160x4) verfügen über Radialgelenklager (Hydraulikgelenkköpfe Typ WSW WGAS 140), die über Augenstabverbindungen mit Bolzen  $\varnothing 140$  mm an die restliche Konstruktion angeschlossen sind. Durch einen maximalen Kippwinkel der Lager von  $7^\circ$  wird somit auch eine Querverdrehung realisierbar. Da somit grundsätzlich eine Querverschiebung der Platte möglich



**Abbildung 3.4:** (a) Draufsicht und (b) Längsschnitt des Versuchszustandes zur Prüfung von Balkenelementen nach dem Prinzip der Substrukturtechnik. Abmessungen in [mm], o. M.; (der Steuerung zugrunde liegendes Koordinatensystem in rot dargestellt)

ist (die sich prinzipiell infolge von Anfangsschiefstellungen ergeben kann), wird diese durch eine Querfesthalterung mittels beidseitigen Kugelrollen unterbunden. Die massiven, der Lasteinleitung dienenden Stahlplatten mit einer Dicke von 180 mm (vgl. Abbildung 3.5) verfügen über jeweils drei herausnehmbare Passteile im Bereich der entsprechenden Biegezugzone, die über Schubknaggen und eine Schraubverbindung an die Platten angeschlossen werden. In den Passteilen sind wiederum entsprechende Durchgangsbohrungen für die Verankerung der Spannlitzen und Längsbewehrungsstäbe





**Abbildung 3.5:** Massive Lasteinleitungsplatte mit drei austauschbaren Passteilen

vorhanden. Je nach Versuchskörperausbildung müssen die Bohrungen entsprechend vorgesehen und die Passteile ggf. ausgetauscht werden.

Über eine Handrad-Steuerung können für den Einbau der Prüfraum geöffnet und die globalen Translationen und Rotationen der Lasteinleitungsplatten mit einer Genauigkeit von unter 0,01 mm eingestellt werden. Durch die dreidimensionale Beweglichkeit der Platte und die feine Justierbarkeit können herstellungsbedingte Imperfektionen (z. B. nicht exakt parallele Stirnflächen) somit teilweise ausgeglichen werden. Für die vorliegenden Versuche wurden die Träger nach dem Einbau, unter ständiger Kompensation von äußeren Schnittgrößen durch die Steuerung, im Versuchsstand vorgespannt. Somit konnte sich der statisch bestimmte Anteil der Vorspannung im Träger frei einstellen. Ein gegebenenfalls vorhandener statisch unbestimmter Anteil des Vorspannmoments, der sich bekanntermaßen aus dem globalen Tragverhalten ergibt, muss rechnerisch ermittelt und über die Versuchseinrichtung auf die Struktur aufgebracht werden. Die Spannglieder wurden im eingebauten Zustand verpresst und der Versuch dann 24 bis 48 h später durchgeführt. Folglich war ein Wochentakt bei der Versuchsdurchführung realisierbar.

Unabhängig von den Prüfkörpern ist für die Steuerung der Versuchsanlage eine umfangreiche Messtechnik erforderlich. Die resultierenden Schnittgrößen am Anschnitt der Trägerelemente werden durch Differenzdruckmessungen der Hydraulikzylinder ermittelt. Hierzu kommen insgesamt zwölf Drucksensoren (Typ AEP transducers TP14) zum Einsatz, die jeweils mithilfe eines Präzisionsmanometers einzeln kalibriert wurden. Ergänzend ist ein Rückschluss auf die Kräfte in den Reaktionsstäben über jeweils drei Dehnmessstreifen möglich. Für die Wegmessung wird je Hydraulikzylinder ein hochgenauer Positionssensor (Typ MTS Sensors Serie RP, Messlänge 300 mm) verwendet. Darüber hinaus wird zur eindeutigen Positionsbestimmung die Querverschiebung der beweglichen Lasteinleitungsplatte über einen Seilzugsensor (Typ WayCon<sup>®</sup> SX50-225) und die Rotation der Platte um die x-Achse mit

einem Neigungssensor (Seika<sup>®</sup> NG2 + NV4a) gemessen. Des Weiteren wird die belastungsabhängige Horizontalverformung der Rücksteifkonstruktion an den Anschlusspunkten über zwei Wegsensoren (Typ Messotron<sup>®</sup> WT 5) berücksichtigt. Alle genannten Messungen erfolgen mit einem System der Firma National Instruments<sup>™</sup>.

Die über die Drucksensoren und die Neigung der Hydraulikzylinder errechnete Querkraft wurde für die Versuche als Hauptregelgröße verwendet. Dabei wurde für die Regelung eine Zielkurve der resultierenden Querkraft über die Zeit vorgegeben, die bis zu einer Brucherkenkung (vorgegebene Abweichung zwischen Soll- und Ist-Werten) weggesteuert angefahren wurde. Es handelte sich somit um eine kombinierte Weg- und Kraftsteuerung, die eine robustere Regelung zulies. Bei Brucherkenkung erfolgte ein automatisches Umschalten in eine reine Wegsteuerung, wodurch die Fortsetzung des Versuchs im Nachbruchbereich (und ein damit einhergehender Lastabfall) ermöglicht wurde. Die Versuchssteuerung wurde mit der Systementwicklungssoftware National Instruments LabVIEW<sup>™</sup> realisiert, wobei die softwaretechnische Umsetzung größtenteils durch Herrn Dipl.-Ing. Wolfgang Scheufler (TUM, Lehrstuhl für Massivbau) erfolgte.

Über die einzelne Ansteuerbarkeit und die mögliche Querverdrehung der Hydraulikzylinder durch die Radialgelenklager lassen sich - bis auf eine Querverschiebung in x-Richtung - prinzipiell beliebige 3D-Bewegungen der Lasteinleitungsplatte realisieren. Neben einer Vertikalverschiebung (Translation in z-Richtung) zur Aufbringung einer Querkraft und einer Längsverschiebung (Translation in y-Richtung) zur Aufbringung einer Normalkraft sind somit beliebige Rotationen ansteuerbar, um ein (Haupt-)Biegemoment (Rotation um vorgegebene Achse in x-Richtung), eine Querbiegung (Rotation um vorgegebene Achse in z-Richtung) oder eine Torsionsbeanspruchung (Rotation um vorgegebene Achse in y-Richtung) in den Versuchskörper einzuleiten.

Um die exakte Lage der Lasteinleitungsplatte im Raum zu bestimmen, wird diese als Starrkörper angenommen und die genauen Koordinaten mit Hilfe von Trilateration (vgl. z. B. [Behnke, 2013]) bestimmt. Die Trilateration ist ein Messverfahren zur Positionsbestimmung eines Punktes, das die Abstandsmessung von anderen Punkten mit bekannten Koordinaten nutzt. In einem dreidimensionalen Raum lassen sich die gesuchten Koordinaten dabei über den Schnittpunkt von Kugeln mit bekannten Radien und Mittelpunkten berechnen. Die aktuellen Radien dieser Kugeln ergeben sich dabei aus der Addition der Länge der Hydraulikzylinder in der Initialkonfiguration und dem Wert der jeweiligen Positionsmessung. Die Kugelmittelpunkte im Raum entsprechen dabei den Festlagerpunkten der Hydraulikzylinder an der Rücksteifkonstruktion unter Berücksichtigung einer belastungsabhängigen Biegeverformung, die über die entsprechenden horizontalen Wegaufnehmer ermittelt wird. Eine zusätzliche Bestimmungsgleichung für die Trilateration ergibt sich aus der Messung der Plattenquerverschiebung, wobei der Kugelmittelpunkt dem Festlager des Seilzugsensors am seitlichen Rahmenstiel entspricht. Um eine hohe Genauigkeit der Positionsbestimmung zu erlangen, wurden die Koordinaten der Festlagerpunkte und der Lasteinleitungsplatte (in einer vorgegebenen Referenzkonfiguration) mittels eines hochpräzisen Laserscanners durch das geodätische Prüflabor der TUM vermessen. Mit diesem Vorgehen lässt sich für die Regelung somit die Ist-Lage der Platte im Raum für einen Abgleich mit den Sollwerten eines vorgegebenen Transformationsvektors aus dem Versuchsablauf ermitteln.

Je nach gewähltem Versuchsablauf kann grundsätzlich eine nahezu beliebige 3D-Bewegung der Platte vorgegeben werden, die sich in Translations- und Rotationsanteile zerlegen lässt. Für eine Parametrierung mit Kardan-Winkeln lässt sich die zugehörige 3D-Koordinaten-Transformation in homogenen Koordinaten als Multiplikation mit der Transformationsmatrix  $\mathbf{T}$  darstellen [Zwiers, 2009], wobei  $\mathbf{p}'$  den Vektor der Koordinaten in der ausgelenkten Konfiguration und  $\mathbf{p}$  den Vektor der Koordinaten in der Initialkonfiguration definiert:

$$\mathbf{p}' = \mathbf{T}\mathbf{p} \quad (3.1)$$

$$\text{mit: } \mathbf{p}' = \begin{bmatrix} x' \\ y' \\ z' \\ 1 \end{bmatrix}, \mathbf{p} = \begin{bmatrix} x \\ y \\ z \\ 1 \end{bmatrix} \text{ und}$$

$$\mathbf{T} = \begin{bmatrix} \cos(\phi) \cos(\theta) & \cos(\phi) \sin(\theta) \sin(\alpha) - \sin(\phi) \cos(\alpha) & \cos(\phi) \sin(\theta) \cos(\alpha) + \sin(\phi) \sin(\alpha) & x \\ \sin(\phi) \cos(\theta) & \sin(\phi) \sin(\theta) \sin(\alpha) + \cos(\phi) \cos(\alpha) & \sin(\phi) \sin(\theta) \cos(\alpha) - \cos(\phi) \sin(\alpha) & y \\ -\sin(\theta) & \cos(\theta) \sin(\alpha) & \cos(\theta) \cos(\alpha) & z \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

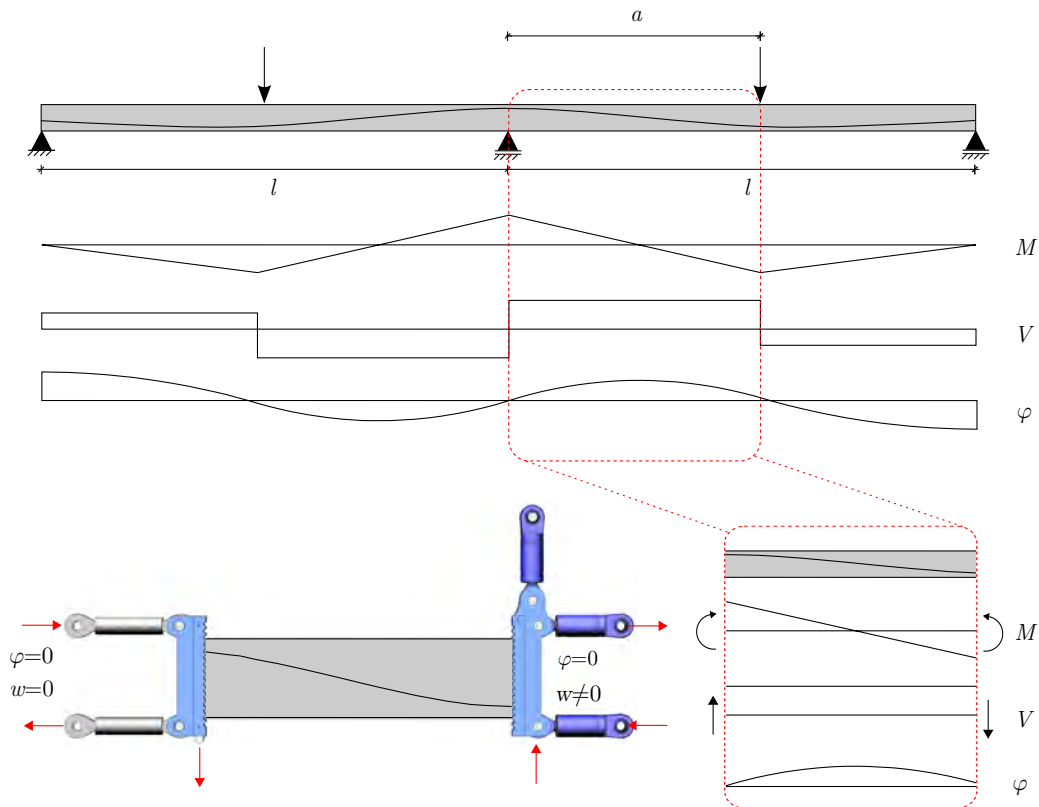
Dabei ist

mit:	$\alpha$	Rotationswinkel um die globale x-Achse
	$\theta$	Rotationswinkel um die globale y-Achse
	$\phi$	Rotationswinkel um die globale z-Achse
	$x$	Translation in x-Richtung
	$y$	Translation in y-Richtung
	$z$	Translation in z-Richtung

Die Regelung muss die zugehörigen Transformationen entsprechend berechnen und die transformierten Ortsvektoren der Loslagerkoordinaten (Koordinaten der Verbindungspunkte von Hydraulikzylindern und Lasteinleitungsplatte) ermitteln. Anschließend lassen sich die jeweiligen Sollwerte der Zylinderhöhe aus der Differenz der Zylinderlängen in der Initialkonfiguration und der ausgelenkten Konfiguration ermitteln, wobei die Länge im ausgelenkten Zustand als euklidischer Abstand im dreidimensionalen Raum berechnet wird.

Mit der Versuchssteuerung lassen sich somit grundsätzlich beliebige Belastungsverhältnisse bzw. Schnittgrößenkonstellationen simulieren. Die vorliegenden Versuche wurden an die Momenten-Querkraft-Interaktion im Bereich der Innenstütze eines Durchlaufsystems mit feldweisen Einzellasten (vgl. Abbildung 3.6) angelehnt. Somit kann auch ein direkter Vergleich zu den analogen Großversuchen an ganzen Durchlaufträgern an der RWTH Aachen ([Herbrand et al., 2017; Hegger et al., 2019]) durchgeführt werden.

Als Substruktur wurde der Bereich zwischen der Innenstütze und der Einzellast in einem Feld betrachtet. Um dies zu ermöglichen, wurde die Verdrehung der Lasteinleitungsplatten über die Versuchsdauer vereinfacht konstant gehalten, was annähernd den Verhältnissen im Gesamtsystem entspricht (siehe



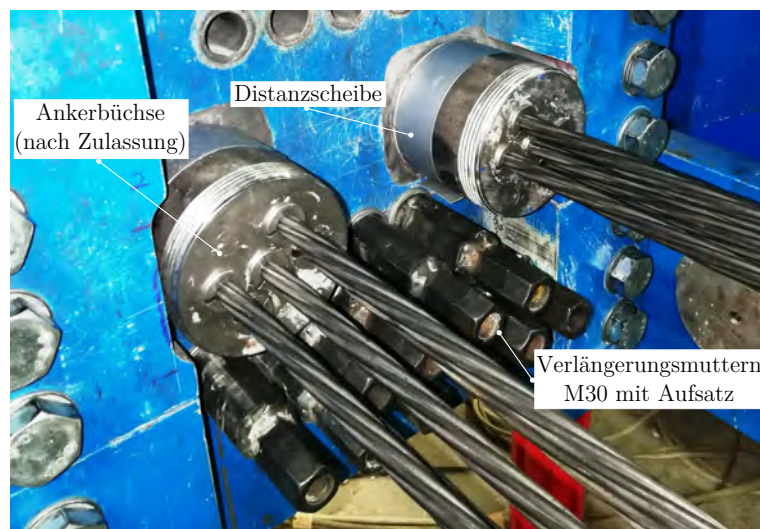
**Abbildung 3.6:** Resultierende Schnitt- und Weggrößen am Gesamtsystem bzw. am herausgelösten Teilsystem sowie entsprechende Randbedingungen für die Lasteinleitungsplatten

Abbildung 3.6). Torsionsmomente und Normalkräfte wurden während der Versuchsdurchführung ausgeregelt. Dadurch stellte sich bei vertikaler Verschiebung der beweglichen Lasteinleitungsplatte das zugehörige Biegemoment entsprechend im Träger ein. Die untersuchten Trägerelemente wurden somit jeweils durch eine konstante Querkraft und ein linear veränderliches Biegemoment (mit Nullpunkt in der Mitte des Teilsystems) beansprucht. Um eine vernünftige Regelung im Bereich geringer Lasten zu ermöglichen, wurde bei Versuchsbeginn eine Querkraft von 30 bis 60 kN als Vorlast aufgebracht und alle restlichen Schnittgrößen bis auf das Hauptbiegemoment ausgeregelt.

### 3.2.4 Lasteinleitung und Konstruktionsdetails

Zur Übertragung von Schubkräften in der Kontaktfuge zwischen Träger und Lasteinleitungsplatten wurde diese als trockene, verzahnte Fuge (analog der Ausführung im Segmentbrückenbau) ausgeführt, indem trapezförmige Schubnocken in die Stahlplatten eingefräst und an den Stirnseiten der Versuchsträger entsprechende Negative mittels sonderangefertigter Abschalelemente hergestellt wurden. Die Fugegeometrie wurde dabei an die Empfehlungen für Segmentfertigteilträgerbrücken mit externen Spanngliedern [1999] angelehnt. So wurde die Fugentiefe zu 30 mm, die Höhe der abzuscherenden Fläche zu 70 mm und der Fugenabstand zu 100 mm gewählt. Die Passteile wurden entsprechend der Versuchskörperausführung mit Durchgangsbohrungen für die Längsbewehrungsstäbe sowie für die Litzen der Spannglieder vorgesehen. Für die Bewehrungselemente der Versuchskörper wurde

das Bewehrungs-Anschlussystem PH der Firma Pfeifer<sup>®</sup> verwendet. Dabei wurden überstehende Anschlussstäbe mit aufgestauchtem, metrischen Außengewinde verwendet, die direkt mit den Passteilen gekoppelt wurden, sofern hierdurch keine Einschränkungen für den Einbau des Versuchskörpers einhergingen. In diesem Fall wurden alle Passteile ausgebaut und die Versuchsträger beim Einbau in die entsprechenden Aussparungen eingeschwenkt. Für die größeren Versuchsträger war dies nicht möglich, so dass einseitig ein Muffensystem Einsatz fand und der Anschluss über Gewindestäbe im bereits eingebauten Zustand realisiert wurde, indem diese durch die bereits eingebauten Passteile geführt wurden. Dabei war eine Lagetoleranz der Längsbewehrungsstäbe von 1 mm einzuhalten. Diese hohe, für den Massivbau untypische Toleranzanforderung konnte über entsprechende Schablonen in der Schalung sowie Kunststoff-Zentrierkeile an den Längsbewehrungsstäben und Hüllrohraussparungen (die gleichzeitig die Dichtigkeit der Schalung gewährleisteten) sichergestellt werden. Die Litzen der Spannglieder wurden erst im eingebauten Zustand eingeschossen und in konventionellen Ankerbüchsen nach Zulassung verkeilt, wobei zwischen den Ankerbüchsen und den Lasteinleitungsplatten beidseitig mehrteilige Distanzscheiben vorgesehen wurden (vgl. Abbildung 3.7). So war ein Ablassen der Vorspannung zwischen den Lasteinleitungsplatten und den Ankerbüchsen für den Ausbau möglich, indem die überstehenden Litzen gegen einen externen Spannstuhl vorgespannt wurden, bis die Distanzscheiben lösbar waren. Der Verbund der Litzen in der Lasteinleitungsplatte aufgrund des Verpressmörtels konnte anschließend durch Aufbringen einer Zuglast über die Versuchssteuerung gelöst werden. Die Dichtigkeit für das Verpressen der Spannglieder wurde mit einer speziellen Abdichtmasse sowie durch Silikonieren sichergestellt. Die Längsbewehrungsstäbe wurden über Verlängerungsmuttern M30 mit der Lasteinleitungsplatte verbunden. Dabei wurden die Muttern mit einem aufgeschweißten Aufsatz (Verlängerungsmutter M20) verlängert, um ein handfestes Vorspannen zu ermöglichen (siehe Abbildung 3.7).



**Abbildung 3.7:** Konstruktion zur Verankerung der Spannglieder und Längsbewehrungsstäbe in den Passteilen der Lasteinleitungsplatte (hier an der aktiven Lasteinleitungsseite)

Für Trägerelemente mit Spannlitzen im sofortigen Verbund wurde eine spezielle Verankerungskonstruktion entwickelt, über die sich eine Verankerung nahezu ohne Keilschlupfverluste realisieren

lies. Hierbei wurden die Litzen einzeln erneut vorgespannt, indem über ein Außengewinde an den Keilgehäusen selbst gezogen wurde. Hierbei wurden die Litzen durch Durchgangsbohrungen in Gewindestangen geführt und der Kontakt zwischen Keilgehäuse und Gewindestange jeweils über eine Verlängerungsmutter (die im vorgespannten Zustand über einen Steckschlüssel angezogen wird) hergestellt, wodurch nahezu keine Verluste entstanden. [Schramm u. Fischer, 2019]

### 3.3 Validierung der Querkraftversuche an Substrukturen

#### 3.3.1 Allgemeines

Um zu überprüfen, inwiefern eine Übertragbarkeit der Ergebnisse der Substrukturversuche auf ein globales Tragsystem möglich ist bzw. welche Einflüsse aus der unkonventionellen Versuchsdurchführung zusätzlich berücksichtigt werden müssen, erfolgt nachfolgend eine entsprechende Validierung. Hierzu werden die Ergebnisse der Querkraftversuche an Substrukturen einerseits mit einem Referenzversuch, der im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsvorhabens an der RWTH Aachen durchgeführt wurde, verglichen (siehe Abschnitt 3.3.2) und andererseits werden ergänzende numerische Untersuchungen zu Einflüssen der Substrukturtechnik (vgl. Abschnitt 3.3.3) angestellt.

#### 3.3.2 Vergleich der Substruktur-Versuche mit Referenzversuchen

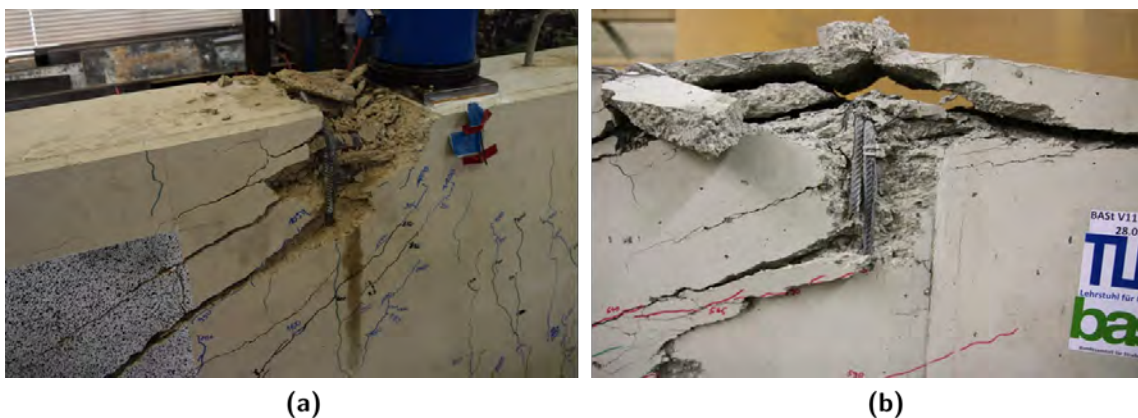
Um eine Vergleichbarkeit mit konventionellen Versuchen an ganzen Balken zu ermöglichen, wurde ein Referenzversuch unter Anwendung der Substrukturtechnik (Versuch R11-gB, siehe Kapitel 3.4) zu einem an der RWTH Aachen realisierten Versuch (Versuch DLT 1.1, vgl. [Hegger et al., 2019; Herbrand et al., 2017]) durchgeführt, bei dem ein 12,0 m langer Zweifeldträger mit feldweiser Einzellast (im Abstand von jeweils 3,5 m von der Achse der Mittelstütze) geprüft wurde. Hierbei wurden beide Felder des Durchlaufträgers simultan mit zwei Einzellasten belastet, wobei ein Feld mit geringerer Querkraftbewehrung (Bügel  $\varnothing 6/25$  cm) und das andere Feld mit einer stärkeren Querkraftbewehrung (Bügel  $\varnothing 10/25$  cm) ausgeführt wurde. Kurz vor Eintritt des Querkraftversagens wurde der Versuch unterbrochen, das schwächer bewehrte Feld mit Schubstangen verstärkt und der Versuch anschließend bis zum Versagen des stärker querkraftbewehrten Feldes fortgesetzt. Nähere Informationen zu dem Großversuch können [Herbrand et al., 2017; Hegger et al., 2019] entnommen werden. Die Querschnittsabmessungen der Versuchsträger, die Längs- und Bügelbewehrung sowie die Spannglieder und -führung wurden bei dem entsprechenden Referenzversuch am Teilsystem gleich gewählt wie für das stärker querkraftbewehrte Schubfeld beim Zweifeldträger.

Generell wurde bei der Versuchsplanung aus Gründen einer einfacheren Durchführung (insbesondere mit Blick auf einen schnellen Ein- und Ausbau) bewusst von gewissen Randbedingungen gegenüber dem Referenzversuch abgewichen, so dass von Anfang an mit gewissen Unterschieden zwischen den beiden Versuchsergebnissen gerechnet wurde. Zu erwartende Abweichungen ergeben sich dabei zum einen aufgrund der beidseitigen Vouten, die für die Substruktur-Versuche zur Krafteinleitung über die Schubnocken und somit für einen schnellen Ein- und Ausbau gewählt wurden, und zum anderen durch die Unterschiede hinsichtlich der Lasteinleitung (kein Aufbringen einer Punktlast, sondern

Einleitung der Last über massive stirnseitige Platten). Trotz der zu erwartenden Abweichungen zeigt ein Vergleich der Versuchsergebnisse eine sehr gute Übereinstimmung bezüglich des Niveaus der Bruchlast sowie der Rissbildung. Abbildung 3.8 stellt die Rissbilder im Feldbereich für die jeweiligen Versuche dar. Gleichfalls zeigten sich in beiden Versuchen sehr ähnliche Abplatzungen in der Druckzone, die in beiden Fällen im Bereich positiver Momente an der Stelle der Lasteinleitung zu sehen waren (vgl. Abbildung 3.9). Bei beiden Versuchen konnte dabei ein Ausknicken der entsprechenden Längsdruckbewehrung beobachtet werden.



**Abbildung 3.8:** Vergleich der Rissbilder (kritischer Schubriss im Feldbereich) für (a) dem Durchlaufträger-Teilsystem bei Prüfung im Substruktur-Versuchsstand [Schramm et al., 2019a] und (b) einen ganzen Durchlaufträger (Quelle: Martin Herbrand, RWTH Aachen)



**Abbildung 3.9:** Vergleich der Abplatzungen in der Druckzone im Bereich der Lasteinleitung für (a) den Versuch an einem ganzen Träger und (b) den Versuch an einem Teilsystem

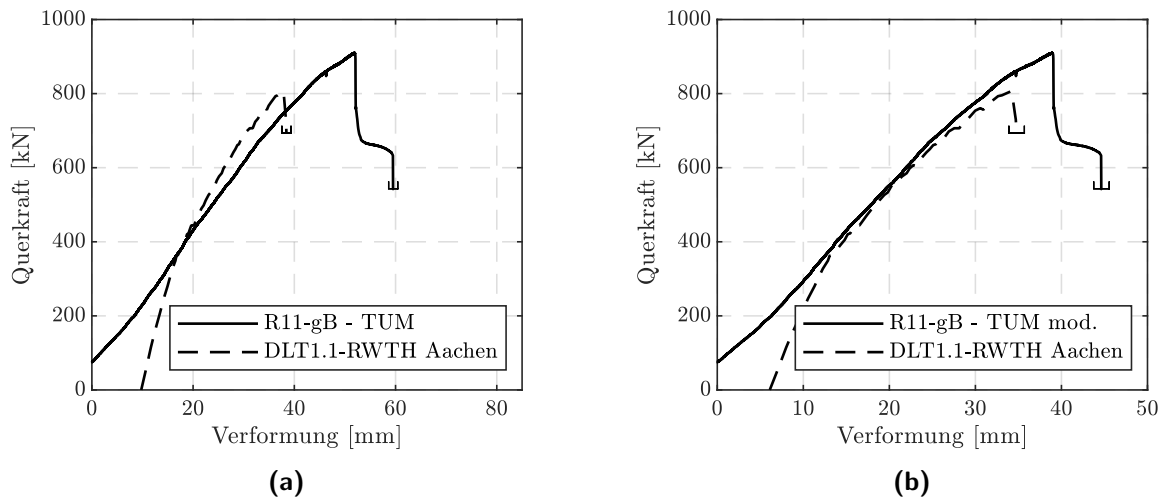
Der Versagensmodus (Bügelfließen in Kombination mit einem Biegeschubversagen) war für beide Versuche gleich und der kritische Schubriss bildete sich bei beiden Versuchen im positiven Momentenbereich (Feldbereich) aus. Auch der Verlauf der restlichen Schub- und Biegerisse stellte sich sehr ähnlich ein. Für den konventionellen Versuch am ganzen Durchlaufträger lag die erreichte Bruchquerkraft bei 806 kN und für den Substruktur-Versuch am Teilsystem bei 910 kN, was einem prozentualen Unterschied von 13% entspricht. Die höhere Bruchlast bei dem Substruktur-Versuch ist

insbesondere auf die beidseitigen Vouten zurückzuführen. Nach dem Prinzip von de Saint-Venant (siehe z. B. [Murakami, 2016]) herrscht im Bereich der Vouten (St. Venantsche Einflusszone) aufgrund der Lasteinleitung eine unregelmäßige Spannungsverteilung, die von der Spannungsverteilung des Zweifeldträgers im Bereich der Einzellast abweicht. Durch das Aufbringen der Belastung über die verzahnten Lasteinleitungsplatten und die stärker querkraftbewehrten Vouten im Randbereich besteht die Möglichkeit, Querkräfte teilweise indirekt in den Träger einzuleiten. Die Vouten reduzieren des Weiteren auch die effektive Schubslankheit des Trägerelements. Demnach reicht der kritische Biegeschubriss bei den Substrukturversuchen in der Regel nur bis zum Anschnitt der Voute, so dass im Versagensbereich eine geringere zur Querkraft zugehörige Biegebeanspruchung vorliegt. Ferner zeigte sich bei den Versuchen nach Erreichen der Höchstlast (postkritisch) vereinzelt die Ausbildung eines direkten Schrägbrisses zwischen den Vouten, die auf eine Tragwirkung direkter Druckstreben hinweist. In der Praxis tritt der Fall eines zum Auflager hin gevouteten Steges bzw. einer indirekten Lagerung, wie beispielsweise bei monolithisch angehängten (Stütz-)Querträgern im Bereich von Mittelstützen, sehr häufig auf. Die Lasteinleitungssituation ist dennoch nicht exakt mit einer indirekten Lasteinleitung vergleichbar, da sich die Druckzonenhöhe durch ein Aufklaffen der Fuge entsprechend der resultierenden Biegebeanspruchung einstellen kann. Die höhere Schubbewehrung in den Vouten kann jedoch teilweise als Aufhängebewehrung fungieren. In diesem Zusammenhang ist bekannt, dass die Art der Lasteinleitung das Querkrafttragverhalten jedoch lediglich im St. Venant Bereich, in unmittelbarer Nähe der Krafteinleitung, beeinflusst und sich außerhalb dieser Störzone kein Unterschied bei der Beanspruchung der Querkraftbewehrung bzw. generell des Querkrafttragverhaltens zeigt [Baumann u. Rüschi, 1970a]. Die Einflüsse der Vouten auf das Tragverhalten und die damit einhergehende Erhöhung der Bruchquerkraft wurden auch in numerischen, materiell nichtlinearen FE-Berechnungen untersucht (siehe folgendes Kapitel 3.3.3). Neben dem Einfluss der Vouten führt auch die um knapp 10 MPa höhere Zylinderdruckfestigkeit des Betons für den Durchlaufträger (DLT 1.1) zu Abweichungen zwischen den beiden Versuchen, wobei die größere Betondruckfestigkeit zu einer Erhöhung der Bruchquerkraft führt.

Abbildung 3.10a stellt einen Vergleich der Querkraft-Durchbiegungs-Kurven für den an der TUM durchgeführten Versuch R11-gB und den Versuch DLT1.1. der RWTH Aachen dar. Die Verformung von Versuch R11-gB wurde dabei am Ende der Vouten ausgewertet. Es zeigt sich, dass die Steifigkeit des Substrukturversuchs geringer ist als für den Versuch DLT1.1 an einem ganzen Träger. Dies ist mitunter darauf zurückzuführen, dass die Versuche an den Teilsystemen, aufgrund von Abweichungen bei der Passgenauigkeit der Schubnocken zwischen Träger und Stahlplatten sowie der weicheren Einspannung an den Trägerstirnseiten (insbesondere durch eine fehlende Mitwirkung des Betons auf Zug im Bereich der Kopplung), eine geringere Steifigkeit aufweisen. Zur Veranschaulichung ist in Abbildung 3.10b ein weiterer Vergleich der Querkraft-Verformungs-Kurven, für den die Verformungswerte der Kurve von Versuch R11-gB jedoch auf den Faktor 0,75 reduziert wurden, um die geringere Ersatzsteifigkeit zu berücksichtigen, dargestellt. Der Vergleich ergibt eine gute Übereinstimmung der Versuchskurven außerhalb des linear elastischen Anfangsbereichs, für den Versuch R11-gB, durch das Anlegen der Schubnocken sowie stirnseitigen Einbautoleranzen, ein weicherer Verhalten aufweist. Im Bereich der Höchstlast ist zudem der laststeigernde Einfluss der beidseitigen Vouten des Substrukturversuchs zu erkennen. Zusammenfassend lässt sich somit feststellen, dass die Versuche an Substrukturen das



Tragverhalten eines ganzen Trägers realitätsnah abbilden können und entsprechende Abweichungen klar nachvollziehbar sind.



**Abbildung 3.10:** Vergleich der Querkraft-Durchbiegungs-Kurven für Versuch DLT1.1 der RWTH Aachen und R11-gB der TUM: **(a)** mit Verformungswerten ermittelt über Seilzugsensoren am Anschnitt der Vouten und **(b)** auf Faktor 0,75 reduzierte Verformungswerte für Versuch R11-gB

Ergänzend wurde im Rahmen eines Forschungsvorhabens zum Querkrafttragverhalten von Spannbettträgern aus UHPFRC [Schramm u. Fischer, 2019] ein weiterer Vergleich zwischen Versuchen an Substrukturen mit Referenzversuchen an ganzen Trägern angestellt, um die Versuchstechnik zu validieren. Hierbei wurden 3-Punkt-Biegeversuche an 60 cm hohen I-Trägern mit einer Schubschlankheit von  $a/d = 3,5$  und einer Länge von 4,0 m mit entsprechenden Versuchen an Trägerschnittstellen verglichen, die unter Ausnutzung der Symmetrie lediglich als halbe Träger mit einer Länge von 2,0 m ausgebildet wurden. Auch hier zeigte sich, abgesehen von größeren Verformungen bei den Substrukturversuchen, eine gute Übereinstimmung der Versagensart, des Rissbildes sowie der erreichten Bruchlast. Es ist somit davon auszugehen, dass durch die Anwendung der Substrukturtechnik auch die Momenten-Querkraft-Interaktion im Randbereich eines Einfeldträgers hinreichend genau abbildbar ist.

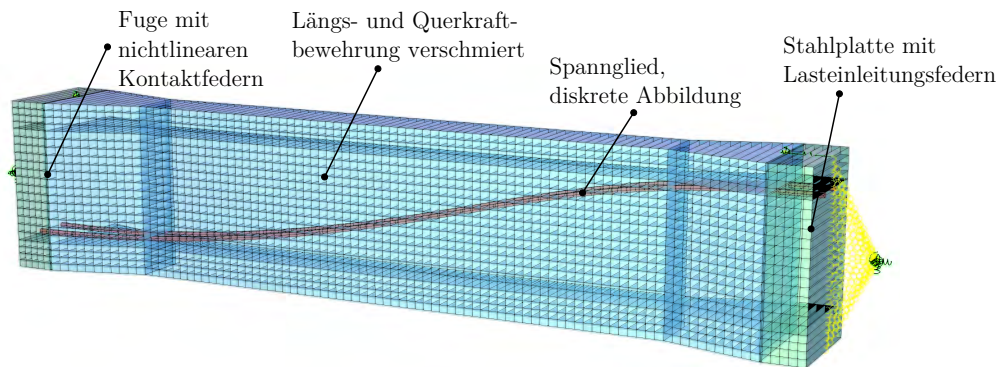
Nichtsdestotrotz sollte im Rahmen zukünftiger Untersuchungen eine weitere Validierung der Substrukturtechnik für Querkraftversuche mit Plattenbalkenquerschnitt erfolgen. Diese wurde im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht durchgeführt.

### 3.3.3 Ergänzende numerische Untersuchungen zu Einflüssen der Substrukturtechnik

Neben experimentellen Untersuchungen wurden ergänzend numerische Simulationen zu Einflüssen der Substrukturtechnik durchgeführt. Hierbei wurde analysiert welche Einflussfaktoren berücksichtigt werden müssen, so dass eine Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse für die Teilsysteme mit einem globalen System möglich ist. Die nachfolgend dargestellten Ergebnisse basieren zum Teil auf im

Kontext dieser Dissertation durchgeführte studentische Arbeiten [Thoma, 2017; Stimmelmayr, 2018; Lamatsch, 2020].

Für die Berechnungen mit Volumenelementen wurde das Finite Elemente Programm Abaqus mit dem Materialmodell *concrete damage plasticity* (vgl. [Kueres et al., 2015]) verwendet, wobei sämtliche Bewehrungselemente diskret abgebildet wurden. Für die Berechnungen mit Schalenelementen wurde die kommerzielle Finite Elemente Software SOFiSTiK mit einem 2D-Materialmodell (vgl. [Kolodziejczyk, 2015; Müller, 2016; SOFiSTiK, 2018]) für die Abbildung des nichtlinearen Materialverhaltens des Betons genutzt. Für beide Arten der Strukturmodellierung muss die Kontaktfuge zwischen Trägerstirnseite und Lasteinleitungsplatte für die Nachrechnung der Substrukturversuche über Kontaktelemente abgebildet werden, um eine zutreffende Erfassung der Lasteinleitungssituation zu gewährleisten. Abbildung 3.11 stellt das Finite Elemente Modell unter Verwendung von Schalenelementen für die Simulation der Versuche an Substrukturen dar.

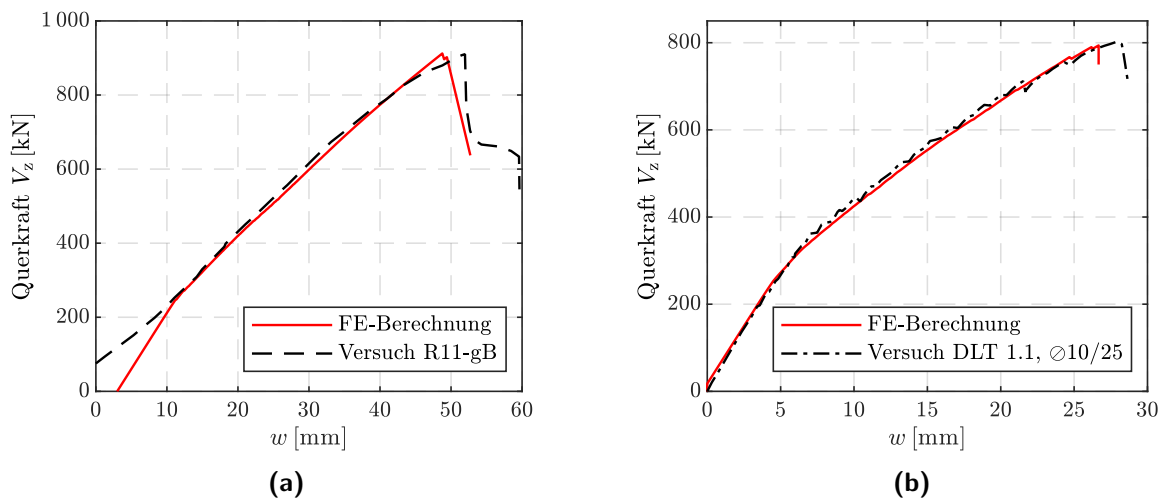


**Abbildung 3.11:** Finite Elemente Modell für die Simulation der Versuche an Substrukturen unter Verwendung von Schalenelementen

Für das in Abbildung 3.11 dargestellte Modell wurde der Druckkontakt in der Fuge mit nichtlinearen Kontaktfedern und die Verankerung der Längsbewehrung und Spannglieder ebenfalls über Federelemente abgebildet. Die Schubnocken für die Lasteinleitung wurden für die Strukturmodellierung mit 2D-Elementen vereinfacht nicht mit abgebildet. Demgegenüber wurde für die Modellierung mit Volumenelementen auch eine diskrete Abbildung der Schubnocken vorgenommen. Die Steifigkeit des Versuchsstands wurde über zusätzliche Federn für die Lasteinleitung berücksichtigt, wobei deren Kennwerte so gewählt wurden, dass sich im ungerissenen Zustand eine gute Übereinstimmung mit den Last-Verformungs-Kurven aus dem Versuch ergibt. Für das Finite Elemente Modell mit Schalenelementen wurde eine Netzfeinheit von 4-8 cm gewählt.

Für beide Modellierungsvarianten konnte eine sehr zutreffende Abbildung des Tragverhaltens der Spannbetonträger unter Querkraft- und Biegebeanspruchung erreicht werden. Grundsätzlich zeigte sich ferner, dass für die nachfolgend dargestellten numerischen Untersuchungen das Tragverhalten durch eine Modellierung mittels Schalenelementen, unter Verwendung des Finite-Elemente-Programms SOFiSTiK, hinreichend genau abgebildet werden kann (vgl. hierzu auch [Maurer u. Zilch, 2015]). Abbildung 3.12 zeigt in diesem Zusammenhang die Ergebnisse der Nachrechnungen des Substruktur-

Versuchs R11-gB (Abbildung 3.12b) sowie des Versuchs DLT 1.1 an einem Zweifeldträger unter Beanspruchung durch zwei Einzellasten (Abbildung 3.12b). Das Querkraft-Verformungs-Verhalten kann sowohl für den Versuch an einem Durchlaufträger-Teilsystem als auch für den Querkraftversuch an einem ganzen Zweifeldträger sehr zutreffend abgebildet werden. Mit einem Verhältnis von  $\eta = V_{\text{FEM}}/V_{\text{Test}} = 0,998$  für die Nachrechnung des Substrukturversuchs R11-gB und  $\eta = V_{\text{FEM}}/V_{\text{Test}} = 0,990$  für die Nachrechnung des Versuchs DLT 1.1 wird die Bruchquerkraft durch die Finite Elemente Simulation sehr genau erfasst. Ferner kann das in den Versuchen beobachtete Querkraftversagen (Biegeschubversagen mit Fließen der Bügelbewehrung) richtig abgebildet werden.

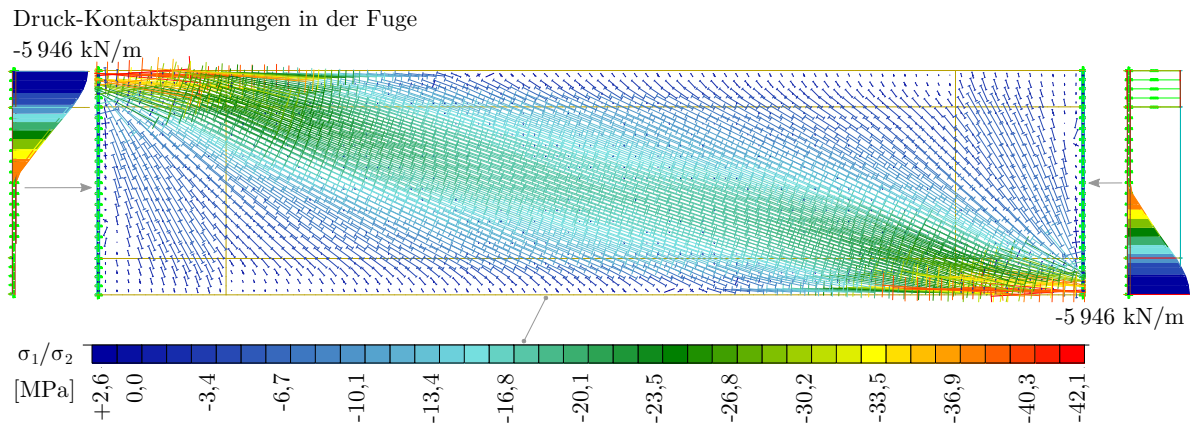


**Abbildung 3.12:** Vergleich der Ergebnisse der Versuche und Finite-Elemente-Berechnungen für  
 (a) Nachrechnung des Substruktur-Versuchs R11-gB  
 (b) Nachrechnung des Versuchs DLT 1.1 ( $\varnothing 10/25$ )

Diese Erkenntnis ist insbesondere auch für die baupraktische Anwendung der Finite Elemente Methode für nichtlineare Simulationen von Spannbetonträgern unter Querkraft- und Momentenbeanspruchung nach Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] von zentraler Bedeutung. Die numerischen Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit wurden daher hauptsächlich mit dem Programm SOFiSTiK unter Verwendung von Schalelementen durchgeführt. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen wurden auch die Versuche mit abweichenden Bügelformen simuliert (vgl. hierzu auch [Oberhaidinger, 2016; Thoma, 2017; Hollerieth, 2019; Lamatsch, 2020]), wobei die Bügelbewehrung hierzu diskret abgebildet und die Verbundeigenschaften über Kontaktelemente bzw. Koppelfedern mit nichtlinearen Arbeitslinien abgebildet wurden, um eine zutreffende Abbildung des Einflusses der Verbundeigenschaften auf das Querkrafttragverhalten zu erreichen. Ferner wurden Untersuchungen zur Verifikation des verwendeten Materialmodells angestellt. Auf die Ergebnisse dieser Berechnungen und Untersuchungen wird im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht weiter eingegangen.

Abbildung 3.13 zeigt den Verlauf der Hauptspannungstrajektorien sowie den Verlauf der Druckspannungen in der Kontaktfuge zwischen Träger-Stirnseite und Lasteinleitungsplatte bei Erreichen der Höchstlast. Es wird ersichtlich, dass die Einleitung der Querkräfte in das Trägerelement, infolge

der Fugenöffnung und entsprechend der Verteilung der Längsdruckspannungen in der Fuge, nicht über die gesamte Querschnittshöhe, sondern vor allem im äußersten Bereich der Druckzone erfolgt. Somit liegt eine ähnliche Lasteinleitungssituation wie bei einem globalen System eines vollständigen Durchlaufträgers mit Biegerissen in der Achse der Lasteinleitung sowie der Mittelstütze vor. Lediglich die genaue Lastausbreitung sowie singuläre Spannungsspitzen, die sich infolge der Belastung mit einer für Querkraftversuche typischerweise verwendeten Lastplatte ergeben, werden durch die Lasteinleitung mittels der massiven stirnseitigen Stahlplatte nach der Substrukturtechnik nicht erfasst.

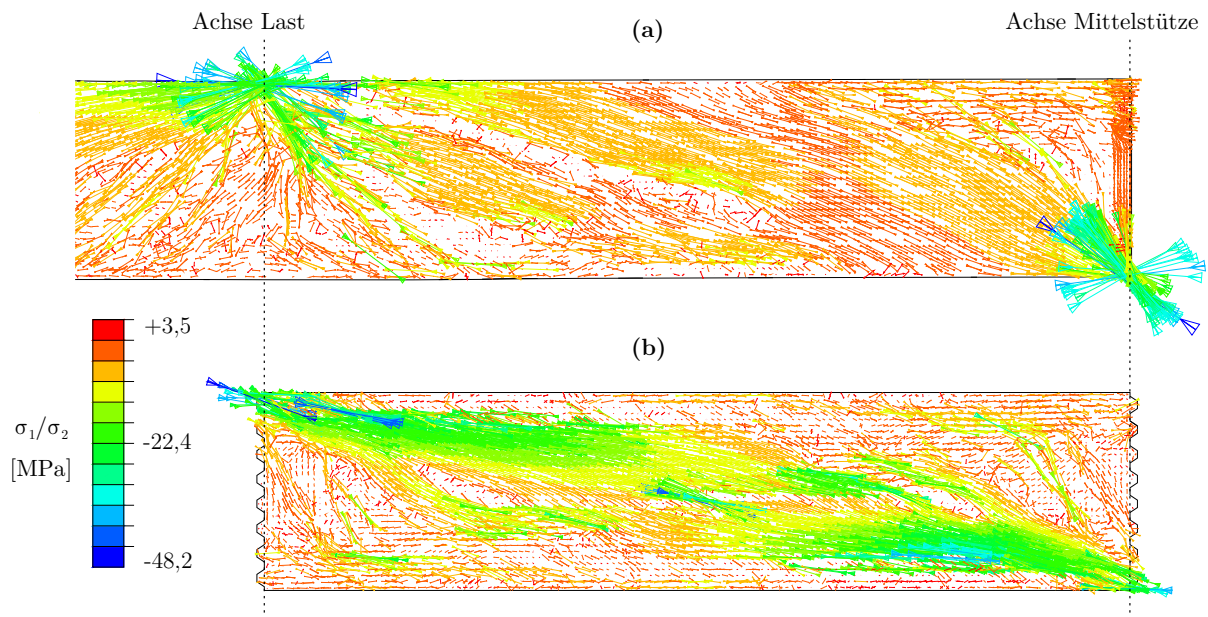


**Abbildung 3.13:** Hauptspannungen und Druck-Kontaktspannungen in der Fuge für Substruktur-Versuch R11 an einem Durchlaufträgererteilsystem bei Erreichen der Bruchlast

Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse von den experimentellen Untersuchungen an Substrukturen mit denen der Versuche an vollständigen globalen Trägersystemen zu untersuchen, werden die Resultate der FE-Berechnungen nachfolgend miteinander verglichen und einzelne Charakteristika der Substrukturversuche näher durchleuchtet. Abbildung 3.14 zeigt in diesem Zusammenhang einen Vergleich der Trajektorienverläufe der Hauptspannungen bei Erreichen der Bruchlast für einen identischen Schubfeldbereich von einem ganzen Durchlaufträger (Versuch DLT 1.1 mit Querkraftbewehrung  $\varnothing 10/25$ , Bereich zwischen Feldlast und Mittelstütze) sowie einem, den Gegebenheiten des Durchlaufträgers nachempfundenen, Durchlaufträger-Teilsystem. Für die beiden Schubfelder zeigen sich Unterschiede lediglich dahingehend, dass die Substruktur beidseitig Vouten mit deutlich stärkerer Querkraftbewehrung aufweist und der Versuch am Durchlaufträger eine um knapp 10 MPa höhere Zylinderdruckfestigkeit des Betons aufweist.

Der Vergleich zeigt grundsätzlich einen ähnlichen Verlauf der Hauptspannungstrajektorien, wobei auch deutliche Unterschiede für die beiden Systeme ersichtlich sind. So ergeben sich bei dem ganzen Durchlaufträger Spannungsspitzen im Bereich der Lasteinleitungs- sowie Auflagerplatte und für die Substruktur lässt sich eine deutlichere Ausbildung einer direkten Druckstrebe zwischen Einzellast und Mittelstütze erkennen. Letzterer Effekt lässt sich hierbei insbesondere auf die stärker querkraftbewehrten Vouten zurückführen, die für die Substruktur-Versuche zur Übertragung der Querkräfte in der Fuge über die Schubnocken sowie zur Aufnahme potentieller Spaltzugkräfte erforderlich sind. Die Vouten führen zu einer Reduktion der effektiven Schubschlankheit des Trägers.

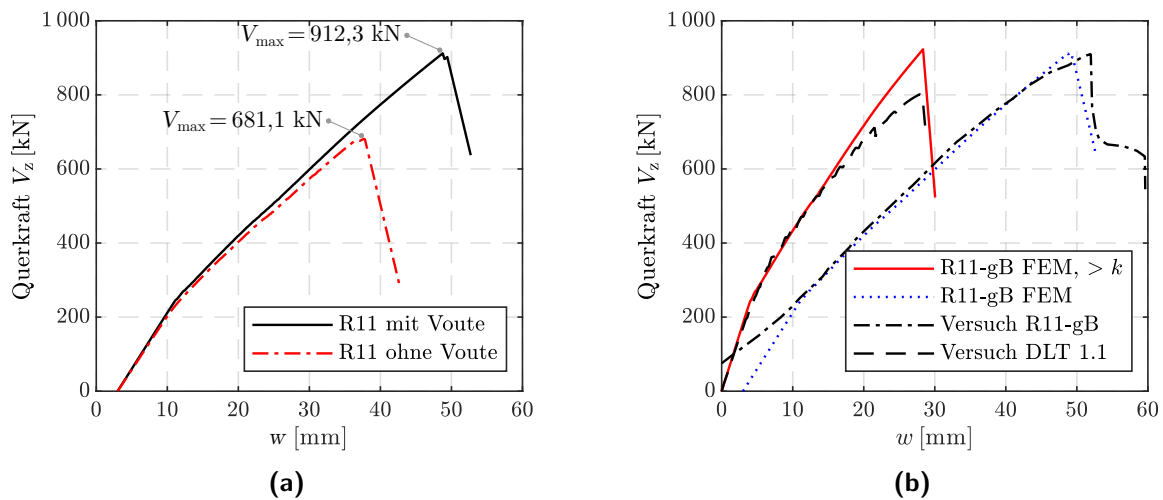
Aus diesem Grund ergibt sich auch, sowohl in den Versuchen wie auch bei den Nachrechnungen, eine höhere Bruchquerkraft für das Durchlaufträger-Teilsystem.



**Abbildung 3.14:** Vergleich der Trajektorienverläufe der Hauptspannungen bei Erreichen der Bruchlast für den identischen Schubfeldbereich (Querkraftbewehrung  $\varnothing 10/25$ , Bereich zwischen Feldlast und Mittelstütze)  
**(a)** eines ganzen Durchlaufträgers des Versuchs DLT 1.1  
**(b)** eines Durchlaufträger-Teilsystems (Substruktur)

Der Einfluss der bügelbewehrten Vouten auf das Querkrafttragverhalten wurde weiterführend auch numerisch untersucht, indem eine FE-Berechnung für Versuch R11-gB ohne Vouten an den Trägerenden durchgeführt wurde. Abbildung 3.15a zeigt den Vergleich der Simulationsergebnisse für Versuch R11-gB mit und ohne Vouten anhand der Querkraft-Verformungs-Beziehungen. Es wird ersichtlich, dass die Vouten, durch die Reduktion der Schubslankheit sowie die stärker ausgeführte Querkraftbewehrung, die Querkrafttragfähigkeit deutlich beeinflussen. Der Einfluss auf die Steifigkeit (Querkraft-Verformungs-Beziehung) ist demgegenüber relativ gering.

Neben dem Effekt der Vouten kann bei einem Vergleich der Querkraft-Verformungs-Beziehungen der Substruktur-Versuche mit derer des Versuchs an einem ganzen Durchlaufträger festgestellt werden, dass für die Versuche an den Teilsystemen ein deutlich weiches Verhalten vorliegt (vgl. hierzu auch Abbildung 3.10). Dieser Umstand ist auf die geringere Ersatzsteifigkeit der stirnseitigen Lasteinleitungsvorrichtungen sowie entsprechende Relativverschiebungen in den Fugen, durch das Anlegen der Schubnocken bei Belastung, sowie auf Einbautoleranzen bei den Substruktur-Versuchen zurückzuführen. Der Einfluss der geringeren Randsteifigkeit lässt sich auch numerisch abbilden, indem die Steifigkeit der Federn für die Lasteinleitung bzw. Auflagerung auf ein Drittel reduziert wird (siehe Abbildung 3.15b).

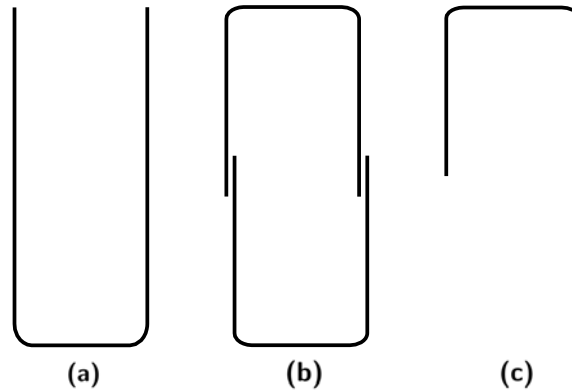


**Abbildung 3.15:** Einfluss auf das Querkrafttragverhalten für Substruktur-Versuch R11 von  
 (a) einer Voute mit Querkraftbewehrung und  
 (b) der Steifigkeit des Versuchsstands

## 3.4 Querkraftversuche an Spannbetonträgererelementen

### 3.4.1 Versuchsprogramm

Mit dem Ziel die Querkrafttragfähigkeit von Spannbeton-Durchlaufträgern im Bereich der Innenstütze zu untersuchen, wurden insgesamt 14 Versuche an Substrukturen durchgeführt. Ein Untersuchungsschwerpunkt war dabei die Wirksamkeit von nicht normenkonformen Bügelformen. Diesbezüglich wurden neben Referenzversuchen ohne und mit konventioneller, geschlossener Bügelbewehrung (entsprechend den konstruktiven Vorgaben nach DIN-FB-101 [2009]) die drei in Abbildung 3.16 dargestellten Bügelformen untersucht. Darüber hinaus sollte der Einfluss der Momenten-Querkraft-Interaktion im Bereich der Innenstütze von Durchlaufträgern sowie der Einfluss der Querschnittsform und des (für Bestandsbrücken typischerweise geringen) Querkraftbewehrungsgehaltes auf das Querkrafttragverhalten untersucht werden. Der Großteil der experimentellen Untersuchungen wurde an 3,50 m langen Trägerelementen mit 80 cm hohem Rechteckquerschnitt durchgeführt. Ergänzend wurden drei Versuche an 4,50 m langen Substrukturen mit 110 cm hohem T-Querschnitt realisiert. Tabelle 3.1 stellt eine Übersicht des Versuchsprogramms der eigens durchgeführten Querkraftversuche dar. Bei der jeweiligen Versuchsbezeichnung stehen die ersten Buchstaben vor dem Bindestrich für die Querschnittsform („R“  $\hat{=}$  Rechteckquerschnitt und „PB“  $\hat{=}$  Plattenbalken) und die letzten Buchstaben (als Zusatzinformation, die optional angegeben wird) für die Art der Querkraftbewehrung („o“  $\hat{=}$  ohne Querkraftbewehrung, „gB“  $\hat{=}$  geschlossene Bügel, „oB“  $\hat{=}$  oben offene Bügel, „gBS“  $\hat{=}$  geschlossene Bügel und Stecker im Stützbereich, „zB“  $\hat{=}$  zweiteilige Bügel). Die entsprechende Ziffer ist für die jeweilige Versuchsreihe durchlaufend.



**Abbildung 3.16:** Untersuchte Bügelformen: **(a)** oben offene Bügel mit geraden Stabenden, **(b)** zweiteilige Bügel mit geraden Stabenden und geringer Übergreifungslänge und **(c)** Steckbügel mit geraden Stabenden, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen

**Tabelle 3.1:** Übersicht des Versuchsprogramms

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$\rho_w$ [% <sub>0</sub> ]	Querkraftbewehrung	Vorspannung [MPa]
R1-o	Rechteck	0,8	3,5	0,000	keine Bügel	2,5
R2-gB	Rechteck	0,8	3,5	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, geschlossen	2,5
R3-gB	Rechteck	0,8	3,5	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, geschlossen	2,5
R4-ooB	Rechteck	0,8	3,5	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, oben offen	2,5
R5-ooB	Rechteck	0,8	3,5	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, oben offen	2,5
R6-gBS	Rechteck	0,8	3,5	0,905*	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, geschlossen & Stecker $\varnothing 6/25$ cm i. Stützbereich	2,5
R7-gBS	Rechteck	0,8	3,5	0,905*	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, geschlossen & Stecker $\varnothing 6/25$ cm i. Stützbereich	2,5
R8-zB	Rechteck	0,8	3,5	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, zweiteilig mit kurzer Übergreifungslänge	2,5
R9-zB	Rechteck	0,8	3,5	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, zweiteilig mit kurzer Übergreifungslänge	2,5
R10-o	Rechteck	0,8	3,5	0,000	keine Bügel	2,5
R11-gB	Rechteck	0,8	3,5	2,513	Bügel $\varnothing 10/25$ cm, geschlossen	2,5
PB1-ooB	Plattenbalken	1,1	4,5	1,005	glatte Bügel $\varnothing 8/25$ cm, oben offen mit geraden Stabenden	1,2
PB2-gB	Plattenbalken	1,1	4,5	1,005	glatte Bügel $\varnothing 8/25$ cm, geschlossen	2,0
PB3-gB	Plattenbalken	1,1	4,5	1,005	glatte Bügel $\varnothing 8/25$ cm, geschlossen	1,2

\* ohne Berücksichtigung der Stecker  $\varnothing 6/25$  cm ( $\rho_w = 0,905$  %) über die halbe Querschnittshöhe im Stützbereich

Bei den Versuchen PB1 bis PB3 wurde für die Bügelbewehrung ein glatter Stahl (gewalzter Rundstahl S 235, Nr. 1.0038) verwendet, um den Einfluss der unterschiedlichen Verbundwirkung auf das (Querkraft-)Tragverhalten zu untersuchen. Ansonsten wurde für alle Bewehrungselemente ein gerippter Betonstahl B500B verwendet. Die Verankerung von geraden Stabenden aus glattem Betonstahl

mittels Umbiegen oder in Form von Rundhaken wurde zwar bereits sehr früh in den Vorschriften empfohlen [Leitsätze, 1904] bzw. gefordert [Bestimmungen, 1916], die Stabenden der oben offenen, glatten Bügelbewehrung bei Versuch PB1 wurden aber dennoch gerade (ohne Endhaken o. Ä.) ausgeführt, um einen Vergleich zu den restlichen Versuchen mit gerippter Bügelbewehrung herstellen zu können und um diesen ungünstigeren Fall abzudecken. Für die meisten Versuche wurde ein geringer Querkraftbewehrungsgehalt  $\rho_w$  mit Werten zwischen 0,905 und 1,005 ‰ gewählt. Die Werte für  $\rho_w$  entsprechen dabei für die Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt  $0,68 \cdot \rho_{w,\min}$  und für die Träger mit Rechteckquerschnitt  $0,97 \cdot \rho_{w,\min}$  (allgemeiner Mindestwert) bzw.  $0,61 \cdot \rho_{w,\min}$  (Mindestwert bei gegliedertem Querschnitt mit vorgespanntem Zuggurt) nach DIN-FB-102 [2009] für einen Zielwert der Betondruckfestigkeit von  $f_{ck} = 30$  MPa. Darüber hinaus wurden Referenzversuche ohne Querkraftbewehrung (Versuche R1-o und R10-o) und mit einem erhöhten Querkraftbewehrungsgehalt (Versuch R11-gB,  $\rho_w = 2,513$  ‰,  $\hat{=} 1,69 \cdot \rho_{w,\min}$  für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt und  $\hat{=} 2,70 \cdot \rho_{w,\min}$  allgemein) durchgeführt. Als Längsbewehrung wurden für die Versuche R1 bis R11 (mit 80 cm hohem Rechteckquerschnitt) oben und unten symmetrisch jeweils sechs Stäbe  $\varnothing 25$  ( $\rho_l = 1,59$  ‰) und für die Versuche PB1 bis PB3 (mit 110 cm hohem T-Querschnitt) oben und unten jeweils zehn Stäbe  $\varnothing 25$  ( $\rho_l = 1,19$  ‰) gewählt. Die Vorspannung wurde über jeweils zwei parallele, girlandenförmig verlaufende Spannglieder realisiert. Für alle Versuche mit Rechteckquerschnitt wurde eine Vorspannung im Schwerpunkt von 2,5 MPa (Normalkraftanteil) aufgebracht. Bei den Versuchsträgern mit Plattenbalkenquerschnitt wurde der Normalkraftanteil der Vorspannung zwischen 1,2 und 2,0 MPa variiert.

### 3.4.2 Versuchsträger

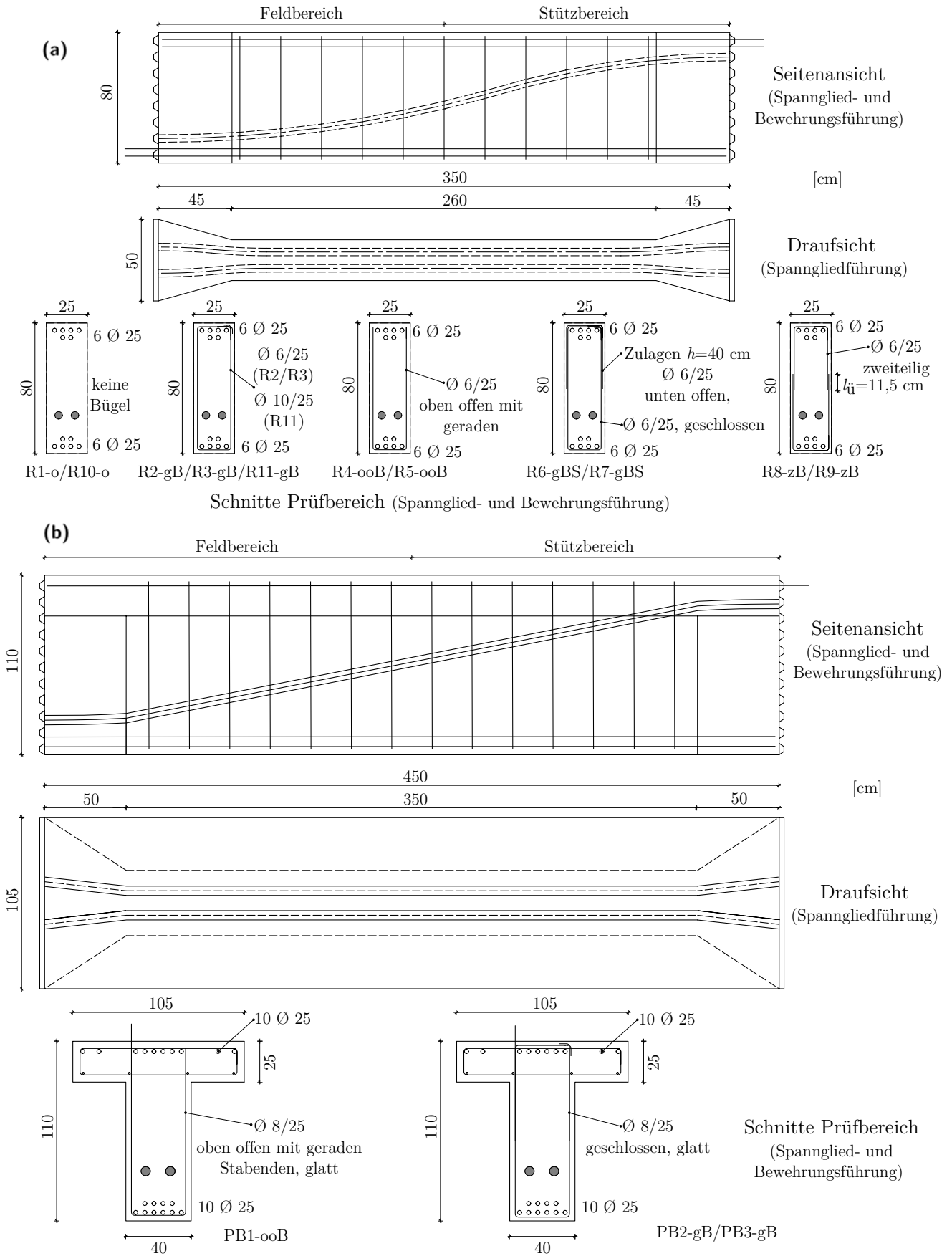
Die experimentellen Untersuchungen wurden an zwei unterschiedlichen Durchlaufträgerteilsystemen (Substrukturen) durchgeführt. In der ersten Versuchsreihe (Versuche R1 bis R11) wurden 3,50 m lange Trägerelemente untersucht, die dem Teilbereich zwischen Momentenmaximum und -minimum für ein Zweifeldsystem unter Einzellasten mit Feldweiten von jeweils  $l = 6,50$  m und einem Abstand zwischen Einzellast im Feld und Innenstütze von  $a = 3,50$  m (vgl. Abbildung 3.6) entsprechen. Das Verhältnis  $l/d$  von Elementlänge zu statischer Nutzhöhe betrug 4,70 und war somit gleich wie das Verhältnis  $a/d$  im Gesamtsystem. Die zweite Versuchsreihe (Versuche PB1 bis PB3) wurde an die in-situ-Großversuche an der Saalebrücke Hammelburg (vgl. [Gehrlein et al., 2018; Gehrlein u. Fischer, 2018]) angelehnt. In dieser wurde die Länge der Trägerschnitte auf 4,50 m vergrößert, was näherungsweise dem Abstand zwischen der Hauptlast und der Achse der Innenstütze bei den Feldversuchen entsprach [Gehrlein u. Fischer, 2018]. Vereinfachend und um eine Vergleichbarkeit zu den restlichen Substrukturversuchen herstellen zu können, wurde die Rotation der Lasteinleitungsplatte auch für diese Versuchsreihe unterbunden, so dass sich ein symmetrischer Verlauf des Biegemomentes (mit Nulldurchgang in Feldmitte, vgl. Abbildung 3.6) ergab. Somit resultiert für den Prüfbereich (Bereich zwischen den Vouten der Trägerelemente, wie nachfolgend beschrieben) eine gute Näherung zu dem Schnittgrößenverlauf im Versagensbereich bei den in-situ-Versuchen [Gehrlein et al., 2017].

Im Lasteinleitungsbereich wurden die Träger linear auf eine Breite von 45 bzw. 105 cm aufgeweitet und konstruktiv mit einem deutlich höheren Querkraftbewehrungsgehalt versehen, um ein Versagen



in den Vouten zu vermeiden. Der Prüfbereich befindet sich somit zwischen den Vouten und weist eine konstante Querschnittsbreite bzw. Stegdicke auf. Die Stegbreite im Prüfbereich wurde für die Versuchsträger mit Rechteckquerschnitt zu 25 cm und für die Prüfkörper mit T-Querschnitt zu 40 cm gewählt. Für die Versuche R1 bis R11 wurden girlandenförmig verlaufende Spannglieder 6-3 mit jeweils drei Litzen à  $140 \text{ mm}^2$  und für die Versuche PB1 bis PB3 Spannglieder 6-5 mit jeweils fünf Litzen à  $150 \text{ mm}^2$  verwendet. Der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannung wurde bei allen Versuchen vernachlässigt. Für die (an die Großversuche der RWTH Aachen angelehnten) Trägererelemente mit Rechteckquerschnitt entspricht dies einer realitätsnahen Abbildung, da die Spanngliederführung so gewählt wurde, dass keine Schnittgrößen aus der statisch unbestimmten Wirkung der Vorspannung resultieren. Für die Versuche PB1 bis PB3 wurde der Einfachheit halber auf eine Berücksichtigung verzichtet. Abbildung 3.17 stellt die Abmessungen der Versuchsträgererelemente sowie die grundlegende Bewehrungs- und Spanngliederführung für die jeweiligen Versuchsträger dar. Für Details (wie z. B. zu konstruktiver Bewehrung oder der Bewehrungsführung in den Vouten) sei auf Anhang A verwiesen.

Die oben offene Querkraftbewehrung mit geraden Stabenden (Versuche R4-ooB, R5-ooB und PB1-ooB) wurde durchwegs so verlegt, dass die geraden Stabenden nach oben zeigten, so dass sowohl das Verhalten im Stützbereich (gerade Stabenden in der Biegezugzone) als auch im Feldbereich (gerade Stabenden in der Biegedruckzone) untersucht werden konnte. Für die Versuche R6-gBS und R7-gBS wurden die Zulagen in Form von offenen, über die halbe Querschnittshöhe reichenden Steckern mit geraden Stabenden nur im Stützbereich verlegt. Diese Ausführung stellt einen in der Baupraxis häufig anzutreffenden Fall dar. Die Übergreifungslänge der zweiteiligen Querkraftbügel (Versuche R8-zB und R9-zB) wurde mit einem Wert von 11,5 cm gewählt. Dies entspricht dem 0,7-fachen Wert des Grundmaßes der Übergreifungslänge nach DIN-1045 [1972] für Rippenstäbe, wonach gemäß Untersuchungen von Kupfer [1975] gerade noch die volle Bügelkraft übertragbar ist. Trotz der reduzierten Abmessung in Längsrichtung, wiesen die größeren Versuchsträger bereits ein Eigengewicht von 8 t auf. Eine gute Handhabbarkeit (mit einem standardmäßigen 10 t Hallenkran) sowie eine einfache Entsorgbarkeit waren somit gerade noch möglich. Alle Versuchsträger wurden eigenständig im MPA Bau der Technischen Universität München hergestellt und vorgespannt sowie verpresst. Für die Versuche R1 bis R11 wurde der Beton in zwei Chargen in einem 250 l Zwangsmischer laborintern hergestellt. Aufgrund des großen Prüfkörpervolumens (ca.  $3 \text{ m}^3$ ) der restlichen, größeren Versuchsträger, wurde für diese ein Transportbeton der Firma HeidelbergCement verwendet. Das Einfüllen des Betons erfolgte mit einem Betonsilo. Alle Versuchskörper wurden mit mehreren Außenrüttlern sowie einer Rüttelflasche gründlich verdichtet und zur Nachbehandlung mit feuchten Jutetüchern sowie einer dampfdichten Folie abgedeckt.



**Abbildung 3.17:** Abmessungen und Bewehrungs- sowie Spanngliedführung der Versuchsträger: **(a)** Versuche R1 bis R11 (Rechteckquerschnitt), **(b)** Versuche PB1 bis PB3 (T-Querschnitt); o. M.

### 3.4.3 Materialeigenschaften

Alle Versuchsträger wurden aus normalfestem Beton mit einem Zielwert der Festigkeitsklasse von C30/37 und einem Größtkorndurchmesser von 8 mm hergestellt. Während die Festbetonkennwerte der Träger R1 bis R11 (laborinterne Herstellung) vergleichsweise geringen Streuungen unterworfen waren, wiesen die Festigkeitswerte der Versuchskörper PB1 bis PB3, aufgrund der Verwendung von Transportbeton, höhere Streuungen auf. Die Druckfestigkeit des Betons wurde je Versuchskörper an mindestens neun Zylindern ( $300 \times 150 \text{ mm}^2$ ) und mindestens neun Würfeln ( $150 \times 150 \text{ mm}^2$ ) bestimmt. Für die Ermittlung der Spaltzugfestigkeit wurden jeweils mindestens drei und für die Bestimmung des E-Moduls mindestens sechs Begleitversuche durchgeführt. Alle Probekörper wurden am Bauteil gelagert. Die resultierenden Materialparameter des Betons für die einzelnen Versuche (ohne Abminderungen) sind in Tabelle 3.2 zusammengefasst.

Die Mittelwerte der Festigkeiten des Betonstahls wurden für die verschiedenen Durchmesser an jeweils drei Proben je Stahlcharge ermittelt. Für die Versuchsträger R3 bis R5 und R8 bis R11 wurde jeweils die gleiche Stahlcharge verwendet, sodass die gleichen Festigkeitswerte angenommen werden können. Tabelle 3.3 fasst die entsprechenden Kennwerte des Betonstahls zusammen.

Für die jeweilige Versuchsreihe wurde die gleiche Stahlcharge des Spannstahls verwendet und die Festigkeitswerte an mindestens fünf Materialproben ermittelt. Die resultierenden Kennwerte des Spannstahls sind in Tabelle 3.4 zusammengefasst. Die bezogene Rippenfläche der Bügelbewehrung (Versuche R2-R11) betrug im Mittel  $f_R = 0,0655$ .

**Tabelle 3.2:** Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte aus allen Versuchen)

Versuch	Prüfalter [d]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]
R1-o	51	41,9	50,9	3,4	31 849
R2-gB	51	47,0	52,7	3,8	33 777
R3-gB	88	48,1	56,1	4,1	34 037
R4-ooB	27	37,6	51,6	3,3	33 130
R5-ooB	27	45,6	51,1	3,3	33 988
R6-gBS	33	40,8	49,5	3,3	34 037
R7-gBS	30	38,8	51,3	2,8	32 864
R8-zB	27	44,4	49,6	3,4	33 137
R9-zB	39	38,7	53,0	3,4	33 847
R10-o	30	43,4	49,6	3,3	33 357
R11-gB	29	41,4	50,9	3,0	33 569
PB1-ooB	40	40,1	51,7	3,1	32 100
PB2-gB	52	36,9	42,1	2,8	28 517
PB3-gB	46	38,6	43,1	2,9	31 507

Für die Versuche R1-R11 wurde zum Verpressen der Spannglieder ein Einpressmörtel CEM I 42,4 R(ep)-rheoment der Fa. dornburger zement GmbH & Co. KG verwendet. Die Druckfestigkeit an Mörtelprismen ( $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ ) lag bei Versuchsdurchführung (mindestens 24 h nach Verpressen der Spannglieder) im Bereich von 70 bis 75 MPa. Bei den Versuchen PB1-PB3 kam ein Injektions-

**Tabelle 3.3:** Materialeigenschaften des Betonstahls (Mittelwerte aus allen Versuchen)

Versuch	$\varnothing$ [mm]	Bewehrungs	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$E_{sm}$ [MPa]
R1	12	Bügelbewehrung Voute	546,8	631,0	186 100
	25	Längsbewehrung	526,3	637,0	186 700
R2	6	Bügelbewehrung Prüfbereich	588,2	680,2	187 900
	12	Bügelbewehrung Voute	528,2	621,0	185 200
	25	Längsbewehrung	526,3	637,0	186 700
	6	Bügelbewehrung Prüfbereich	583,5	697,0	186 300
R3-R7	12	Bügelbewehrung Voute	531,8	619,9	181 600
	25	Längsbewehrung	526,3	637,0	186 700
R8-R11	6	Bügelbewehrung Prüfbereich	593,8	700,7	219 000
	12	Bügelbewehrung Voute	543,3	619,3	190 700
PB1-PB3	25	Längsbewehrung	526,3	637,0	186 700
	8	Bügelbewehrung Prüfbereich	357,2	494,3	-
	25	Längsbewehrung	526,3	637,0	186 700

**Tabelle 3.4:** Materialeigenschaften des Spannstahls (Mittelwerte aus allen Versuchen)

Versuch	$A_{pm}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{pm 0,1}$ [MPa]	$f_{pm}$ [MPa]	$E_{pm}$ [MPa]	$A_{gt,p}$ [%]
R1-R11	140	1 648	1 881	198 100	4,7
PB1-PB3	150	1 647	1 942	187 600	6,5

mörtel IJM 30 GK 0,3 der Fa. MOLDAN Baustoffe GmbH & Co. KG zum Einsatz. Die mittlere Prismendruckfestigkeit bei Versuchsdurchführung lag bei 35,7 MPa.

### 3.4.4 Versuchsdurchführung

Für alle Versuchsträger wurde zunächst weggesteuert eine Vorlast von 30 kN (Versuche R1 bis R11) bzw. 60 kN (Versuche PB1 bis PB3) mit einer Anfahrgeschwindigkeit von 0,2 mm/s aufgebracht. Anschließend wurde der Versuchsträger mit einer gekoppelten Kraft-/Wegsteuerung (Belastungsgeschwindigkeit 0,2 kN/s) bis zum Erreichen der Höchstlast belastet. Bei einer Kraftdifferenz von 25 kN zwischen Soll- und Istwert der resultierenden Querkraft wurde in eine reine Wegsteuerung mit einer Weggeschwindigkeit im Nachbruchbereich von 0,05 mm/s umgeschaltet. Normalkräfte und Torsionsmomente wurden während der Versuchsdurchführung in Echtzeit ausgeregelt. Die Versuche R1 bis R11 wurden ohne Unterbrechung bis zum Bruch belastet und die Risse während dessen manuell angezeichnet. Für die Versuche PB1 bis PB3 wurden kurze Haltestufen durchgeführt, um in den jeweiligen Stufen die Risse zu dokumentieren und Dehnungsmessungen durchzuführen.

### 3.4.5 Messtechnik

Der adäquate Einsatz von Messtechnik ist essentiell, um die inneren Tragmechanismen und Schädigungsprozesse von Bauteilen bei experimentellen Untersuchungen möglichst genau zu erfassen. Heutzutage stehen hierzu neue Technologien zur Verfügung, die bei vorangegangenen Untersuchungen in der Regel weniger weit entwickelt waren. Um die Beanspruchungsverhältnisse und das Tragverhalten während des Versuchs kontinuierlich zu erfassen, kam eine sehr umfangreiche Messtechnik zum Einsatz. Neben der für die Steuerung erforderlichen Sensorik (vgl. Kapitel 3.2.3) wurde einerseits konventionelle Messtechnik wie Wegsensoren und Dehnmessstreifen (DMS) verwendet. So wurde die Verformung der Versuchsträger zusätzlich mittels Seilzugsensoren im Feld- und Stützbereich jeweils am Anschnitt der Vouten erfasst. Des Weiteren wurden je Bügel drei DMS über die Höhe verteilt auf jeweils einen Schenkel appliziert und die Dehnungen der Längsbewehrungsstäbe im Bereich der Vouten gemessen. Für die Messungen wurde eine Abtastrate von 20 Hz gewählt.

Darüber hinaus wurde das Riss- und Verformungsverhalten (sowie insbesondere die Risskinematik) mittels eines kamerabasierten optischen Messsystems (ARAMIS 5M, Gesellschaft für optische Messtechnik GOM, 12 mm Objektive) in einem Messfeld mit einer Breite von ca. 110 cm im Stützbereich erfasst. Das berührungslose Messsystem mit einer Auflösung der beiden Kameras von jeweils 5 Megapixel weist eine Messgenauigkeit der Dehnung von bis zu 0,01 % auf [GOM, 2010]. Für die optische Messung von Verformungen und Dehnungen nach diesem Verfahren wird ein stochastisch verteiltes, kontrastreiches Specklemuster auf dem Versuchskörper aufgebracht. Über eine Grauerterkennung unterteilt das Messsystem die Bilder in eine Vielzahl polygonaler Ausschnitte (sogenannte Facetten), aus deren Eckpunktkoordinaten über photogrammetrische Methoden aus den beiden Kamerabildern 3D-Koordinaten ermittelt werden. Über die Berechnung der Verschiebungen zwischen den Punkten zu verschiedenen Zeiten lassen sich somit die entsprechenden Verschiebungsfelder erfassen. [GOM, 2007] Für die optischen Messungen wurde eine Messfrequenz zwischen 0,2 und 0,5 Hz gewählt. Aufgrund des eingeschränkten Messbereichs wurde das Rissbild zusätzlich manuell über den gesamten Bereich des Prüfkörpers aufgezeichnet.

Ferner lag ein Fokus auf dem Einsatz faseroptischer Messtechnik, die es ermöglichte die Beanspruchung in den Querkraftbewehrungselementen quasi-kontinuierlich zu erfassen. Das Verfahren der faseroptischen Dehnungsmessung basiert auf der Messung der Rayleigh-Rückstreuung entlang der als Lichtwellenleiter fungierenden Messfaser. Durch Transformation des Signals in den Frequenzbereich lässt sich eine Dehnungsänderung über die aufgezeichnete Wellenlängenänderung des durch die Messfaser geleiteten Laserlichts identifizieren. Mittels einer Referenzmessung im Ausgangszustand lässt sich so auf die quantitative Dehnungsänderung schließen. Für nähere Informationen sei z. B. auf [Samiec, 2011] verwiesen. Im Rahmen der Versuche wurden die Messgeräte ODiSI A (maximale Wiederholgenauigkeit unter Laborbedingungen von  $\pm 2 \mu\text{m}/\text{m} \hat{=} \pm 0,002 \%$ , minimale Messlänge 1 mm, maximale Dehnung  $\pm 1,3 \%$ , Abtastraten bis zu 5 Hz) und ODiSI B (maximale Wiederholgenauigkeit unter Laborbedingungen von  $\pm 5 \mu\text{m}/\text{m} \hat{=} \pm 0,005 \%$ , minimale Messlänge 1,58 mm, maximale Dehnung  $\pm 1,2 \%$ , Abtastraten bis zu 250 Hz) der Firma Luna und nylonbeschichtete Messfasern verwendet [Schmidt-Thrö et al., 2016]. Im Vergleich zu dem Gerät Typ „B“ erlaubt Typ „A“ die sequentielle Messung mehrerer Fasern. Die faseroptische Messtechnik ist eine vergleichsweise junge Technologie,

für die im Massivbau jedoch bereits erste Anwendungen existieren, sei es auf der Betonoberfläche, an der Bewehrung oder im Beton [Schmidt-Thrö et al., 2016; Carl et al., 2018; Henault et al., 2011; Fischer et al., 2019; Haefliger et al., 2017]. Zur Erfassung der Beanspruchungsverhältnisse in Bewehrungselementen werden bisher fast ausschließlich Dehnmessstreifen verwendet [Schacht et al., 2013]. Infolge werden die Dehnungen nur sehr lokal beziehungsweise an diskreten Stellen ermittelt und es ist somit nur eingeschränkt möglich den genauen Verlauf der die Bewehrung kreuzenden Risse a priori zu bestimmen. Die Aussagekraft der Messergebnisse hängt sehr stark von der Position der einzelnen Sensoren und der Lage der die Bewehrung kreuzenden Risse ab. Häufig wird der maßgebende Messbereich somit nicht erfasst. Mit Bezug auf Querkraftversuche finden sich in der Literatur lediglich sehr wenige aufwendige Versuche (vgl. z. B. [Rüsch u. Mayer, 1967; Hu u. Wu, 2017]), die anhand von bis zu zwölf Messstellen je Bügel genauere Ergebnisse zum Dehnungsverlauf entlang der Bügelschenkel liefern können. Die im Rahmen der vorliegenden Versuche angewandte faseroptische Messtechnik kann diesbezüglich Abhilfe schaffen. Die nylonbeschichteten faseroptischen Messfasern wurden mit einem speziellen Kleber entlang der Bügelbewehrung appliziert und teilweise mit einer dünnen Kautschukmasse geschützt (vgl. Abbildung 3.18). So lassen sich durch die kontinuierliche Erfassung des Dehnungsverlaufs über den gesamten Bügelschenkel wesentlich genauere Aussagen zur lokalen Beanspruchung der Querkraftbewehrung treffen.



**Abbildung 3.18:** Bewehrungskorb von Versuchsträger PB2-gB mit faseroptischen Messfasern entlang der Querkraftbewehrungselemente

## 3.5 Ergebnisse der Querkraftversuche

### 3.5.1 Allgemeines

Für alle 14 Spannbetonträgerelemente kam es zu einem Querkraftversagen. Bei Versuch R5-ooB traten jedoch bereits sehr früh deutliche Biegerisse und ein Versagen mit vergleichsweise geringer Maximallast und sehr flacher Schubbrissneigung auf. Dies ist womöglich darauf zurückzuführen, dass in den ersten Tagen nach der Betonage maximale Temperaturen von bis zu 36 °C auftraten, die zu einem

übermäßigen Austrocknen des jungen Betons sowie zu Rissen und einer Schwächung der Betonrandzone führten. Es handelt sich somit um einen Ausreißer, der daher für weitere Ergebnisauswertungen nicht weiter betrachtet wird. Nach einem Vergleich der Substrukturversuche mit Referenzversuchen werden folgend ausgewählte Versuchsergebnisse dargestellt und erläutert. Hierbei wird der Fokus neben dem Last-Verformungsverhalten und Bauteilversagen insbesondere auf die Rissbildung und die Dehnungsentwicklung entlang der Querkraftbewehrungselemente gesetzt. Für detaillierte Ergebnisse einzelner Versuche sei auf Anhang A verwiesen.

### 3.5.2 Last-Verformungsverhalten, Bruchlasten und Bauteilversagen

Tabelle 3.5 stellt die Bruchquerkräfte, die gemittelten Neigungen des kritischen Schubrisses sowie die Schrägrisslasten und das Verhältnis der Querkrafttragfähigkeiten mit und ohne Querkraftbewehrung aller Versuche dar. Als Schrägrissquerkraft  $V_{cr}$  wird dabei in Anlehnung an [Van den Berg, 1962] bzw. [Javidmehr et al., 2018] jene Querkraft bezeichnet, bei der ein Schrägriss (Biegeschubriss) bis zur halben Balkenhöhe vordringt. Durch dieses Vorgehen ist das Vorhandensein eines Schubrisses klar definiert. Die entsprechenden Werte wurden aus den (während des Versuchs manuell angezeichneten) Rissbildern (siehe Anhang A) ermittelt. Bei den gemessenen Schubrissneigungen handelt es sich um den gemittelten Winkel zwischen Schrägriss und Trägerlängsachse auf Höhe der Schwerlinie des Trägers. Bei den angegebenen Bruchquerkräften wurde jeweils das Eigengewicht der Lasteinleitungsplatte sowie des Versuchsträgers berücksichtigt.

**Tabelle 3.5:** Bruchquerkräfte ( $V_{max}$ ), gemittelte Neigungen des kritischen Schubrisses ( $\beta_r$ ), Schrägrisslasten ( $V_{cr}$ ) und Verhältnis der Querkrafttragfähigkeiten mit und ohne Querkraftbewehrung ( $V_{max}/V_{ult,\rho_w=0}$ )

Versuch	$\rho_w$ [%o]	$V_{max}$ [kN]	$\beta_r$ [°]	$V_{cr}$ [kN]	$V_{max}/V_{ult,\rho_w=0}$ [-]
R1-o	0,000	596	25	-	1,00
R2-gB	0,905	711	27	$\approx 345$	1,19
R3-gB	0,905	713	29	$\approx 365$	1,20
R4-ooB	0,905	659	26	$\approx 365$	1,11
R5-ooB	0,905	583	22	$\approx 265$	0,98
R6-gBS	0,905*	704	29	$\approx 370$	1,18
R7-gBS	0,905*	668	27	$\approx 375$	1,12
R8-zB	0,905	704	27	$\approx 285$	1,18
R9-zB	0,905	661	27	$\approx 280$	1,11
R10-o	0,000	596	28	$\approx 275$	1,00
R11-gB	2,513	910	35	$\approx 440$	1,53
PB1-ooB	1,005	1 455	20	$\approx 625$	-
PB2-gB	1,005	1 355	21	$\approx 740$	-
PB3-gB	1,005	1 189	17	$\approx 595$	-

\* ohne Berücksichtigung der Stecker  $\varnothing 6/25$  cm ( $\rho_w = 0,905$  %o) über die halbe Querschnittshöhe im Stützbereich

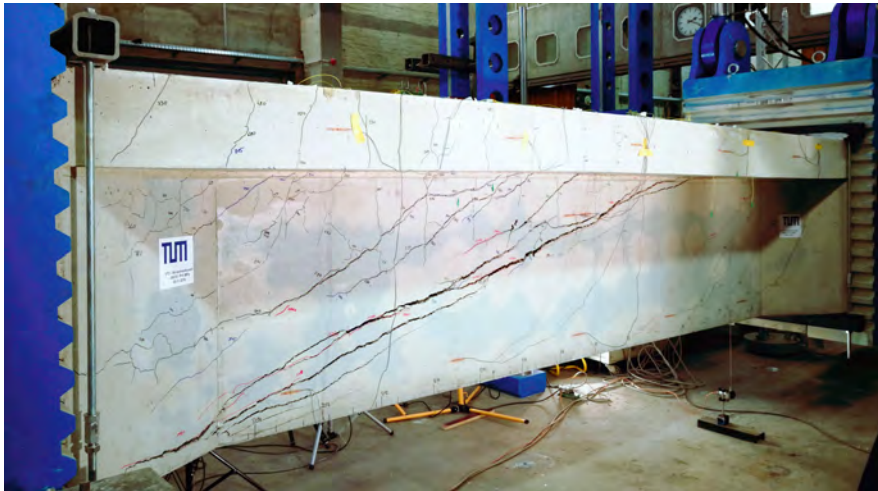
Bei allen Versuchsträgern mit Querkraftbewehrung geriet die Bügelbewehrung entlang des kritischen Schubrisses vor dem Versagen ins Fließen. Infolge dessen konnte durch eine zunehmende Mobilisierung

der vorhandenen Querkraftbewehrung eine Fortpflanzung des kritischen Schubrisses in die Druckzone hinein verzögert werden. Mit dem Fließen der Bügelbewehrung (bzw. primär für die Versuchskörper ohne Querkraftbewehrung) trat ein Biegeschubversagen ein, wobei die mittlere Neigung des kritischen Schubrisses zwischen  $17$  und  $35^\circ$  betrug (vgl. Tabelle 3.5). Die mittleren Rissneigungen dienen lediglich zum Vergleich mit rechnerischen Ansätzen (siehe Kapitel 4.1.2). Abbildungen 3.19 und 3.20 zeigen beispielhaft zwei Bruchbilder der geprüften Durchlaufträgererteilsysteme. Abgesehen von den Versuchsträgern mit Zulagen (Steckern) im Stützbereich (Versuche R6-gBS und R7-gBS) und dem Träger R11-gB mit höherem Schubbewehrungsgrad trat der kritische Schubriss im Stützbereich, zur Innenstütze hin geneigt, auf. Für die restlichen Träger trat das Versagen, trotz ausgeprägter Schubrissbildung im Stützbereich, im Bereich mit positiver Momentenbeanspruchung (Feldbereich) auf. Dies ist zum einen auf den merklichen Querkraftabtrag der Zulagen in Form von Steckern bei den Versuchen R6-gBS und R7-gBS zurückzuführen. Des Weiteren konnte sich für Versuch R11-gB aufgrund der höheren Querkraftbewehrung womöglich auch ein größerer Spannkraftzuwachs einstellen, womit eine Verlagerung des Versagens in den Feldbereich mit geringerer Spanngliedneigung einherginge. Der höhere Querkraftbewehrungsgrad ermöglichte zudem eine vermehrte Ausbildung von Zugstreben, wodurch sich eine zunehmende Weiterleitung von Kräften über eine Fachwerkwirkung einstellen konnte (vgl. [Hegger u. Görtz, 2007]), was (durch das Aufhängen der Druckstreben im Spannglied) wiederum zu lokalen Zuwächsen der Spanngliedkräfte und (bei vorhandener Spanngliedneigung) somit einem Abtrag von Querkraften führen konnte. Numerische Versuchsnachrechnungen (für den ganzen Träger sowie für die Teilsysteme) zeigen für die vorliegende Konstellation überdies, dass beide Versagensarten (kritischer Schubriss im Feld- oder Stützbereich) generell möglich sind.



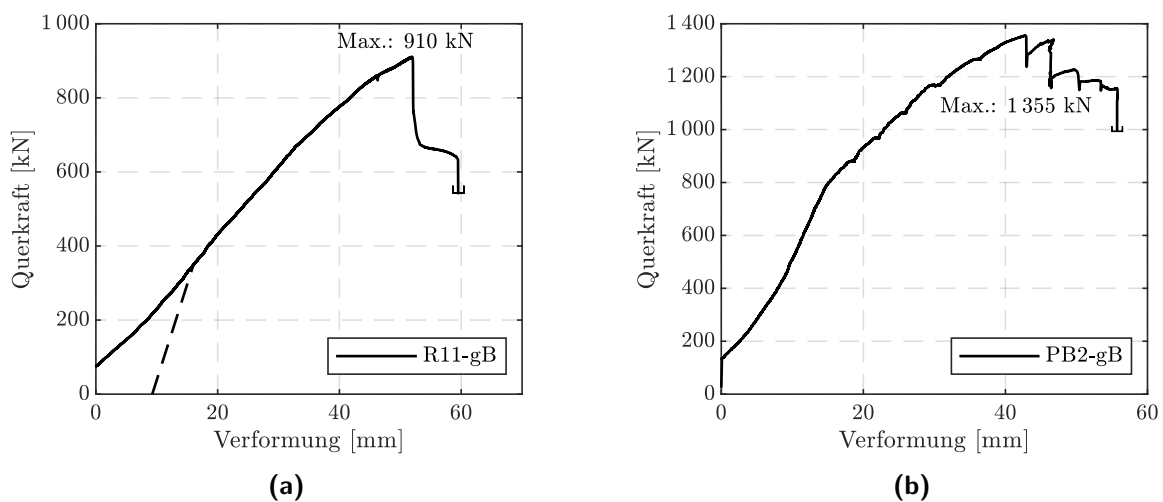
**Abbildung 3.19:** Bruchbild des Versuchs R2-gB; Ansicht von der Seite mit optischem Messfeld, links: Achse Feld, rechts: Achse Stütze





**Abbildung 3.20:** Bruchbild des Versuchs PB2-gB; Ansicht von der Seite mit manuell aufgezeichnetem Rissbild [Schramm et al., 2019b], links: Achse Stütze, rechts: Achse Feld

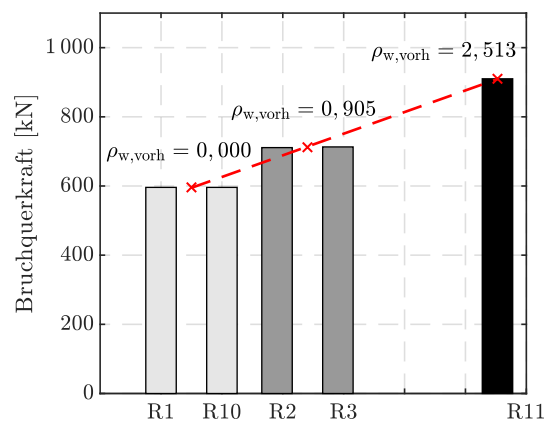
Abbildung 3.21 zeigt beispielhaft die Querkraft-Verformungs-Beziehungen der Versuche R11-gB und PB2-gB. Die entsprechenden Kurven für die restlichen Versuche lassen sich Anhang A entnehmen. Wie im Kapitel 3.3.2 erläutert, ergeben sich im linear elastischen Bereich bzw. im unteren Belastungsniveau, durch Imperfektionen bei der Passgenauigkeit der Schubnocken, für die Substruktur-Versuche größere Verformungen im Vergleich zu dem Referenzversuch an einem ganzen Träger. Zu Vergleichszwecken wird der linear elastische Bereich des Referenzversuchs, der unabhängig von der Bügelform für jeden Versuch gleich ist, gestrichelt in der Versuchskurve mit aufgeführt. Durch die Berücksichtigung der Eigengewichte von Versuchsträger und Lasteinleitungsplatte sowie einer Vorlast ergibt sich bereits bei Versuchsbeginn eine Querkraft von 70 bzw. 125 kN.



**Abbildung 3.21:** (a) Querkraft-Durchbiegungs-Kurve für Versuch R11-gB (kritischer Schubriss im Feldbereich) (b) Querkraft-Durchbiegungs-Kurve für Versuch PB2-gB (kritischer Schubriss im Stützbereich)

Das Versagen der querkräftbewehrten Träger lässt sich (unabhängig von der konstruktiven Durchbildung der Querkraftbewehrung) als duktil einstufen, da in allen Versuchen, auch nach merklicher Schrägrissbildung (vgl. Schrägrissquerkräfte in Tabelle 3.5 und Abbildung 3.21), stets eine deutliche Laststeigerung möglich war. Nach dem Erreichen der Höchstlast kam es durch die Fortpflanzung des kritischen Schubrisses in die Druckzone (und einer entsprechenden Einschnürung der letzteren) zu einem deutlichen Lastabfall. Die Resttragfähigkeit reduzierte sich bei reiner Wegsteuerung im Nachbruchbereich jedoch nur vergleichsweise langsam. Dieses Verhalten lässt sich durch ein Fließen der Bügelbewehrung sowie einen Spannkraftzuwachs im Bereich der Schubrisse (und der damit einhergehenden Erhöhung des Vertikalanteils der Spanngliedkraft  $V_p$ ) begründen. Für die Versuchsträger mit T-Querschnitt verblieb zudem ein Betontraganteil in den ungerissenen Bereichen des Flansches, da der kritische Schubriss für diese Träger bei Erreichen der Höchstlast nicht entlang der gesamten Querschnittshöhe propagierte. Demgegenüber stellte sich bei den Versuchen ohne jegliche Querkraftbewehrung ein sprödes Versagen ein.

Abbildung 3.22 stellt einen Vergleich der Bruchquerkräfte für unterschiedliche Querkraftbewehrungsgrade (konventionelle Ausbildung der Bügelbewehrung) der Versuche mit Rechteckquerschnitt dar. Aus dem Vergleich sowie den in Tabelle 3.5 aufgeführten Verhältnissen der Querkrafttragfähigkeiten mit und ohne Querkraftbewehrung wird ersichtlich, dass die restlichen Traganteile neben der Bügelbewehrung sehr dominant sind. Neben der Mitwirkung der geneigten Spannglieder und weiterer eher untergeordneter Tragmechanismen erfolgt die Querkraftabtragung hauptsächlich über den Betontraganteil.



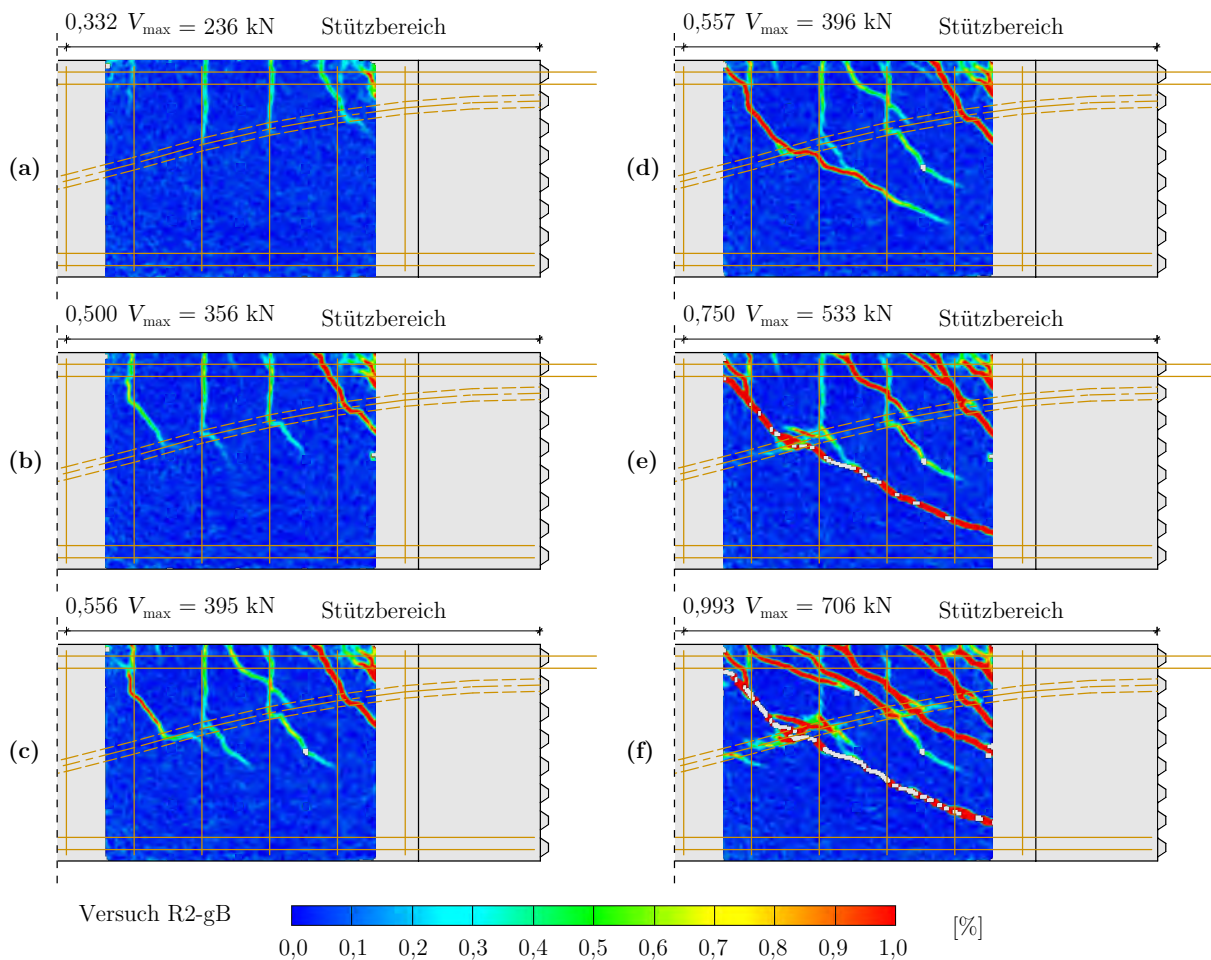
**Abbildung 3.22:** Einfluss des Querkraftbewehrungsgehaltes  $\rho_w$  auf die maximale Querkrafttragfähigkeit (basiert auf [Schramm et al., 2019a])

### 3.5.3 Rissbildung

Nachfolgend wird die Entwicklung des kritischen Schubrisses aufgezeigt. Dabei wird zum einen die Entstehung eines Biegeschubrisses analysiert und zum anderen sollen Unterschiede der Rissentwicklung und des -verlaufs in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgehaltes und der Querschnittsform dargestellt werden. Hierzu werden beispielhaft einzelne Versuchsträger herangezogen. Für die rest-

lichen Träger enthält Anhang A die entsprechenden Rissbilder sowie Auswertungen der optischen Messungen für verschiedene Laststufen. Des Weiteren wird auf Unterschiede bei der Rissbildung für die verschiedenen untersuchten Formen der Querkraftbewehrung eingegangen. Für nähere Untersuchungen zur Risskinematik und zur Ausbildung eines Dübelrisses sei auf Kapitel 3.7.4 verwiesen.

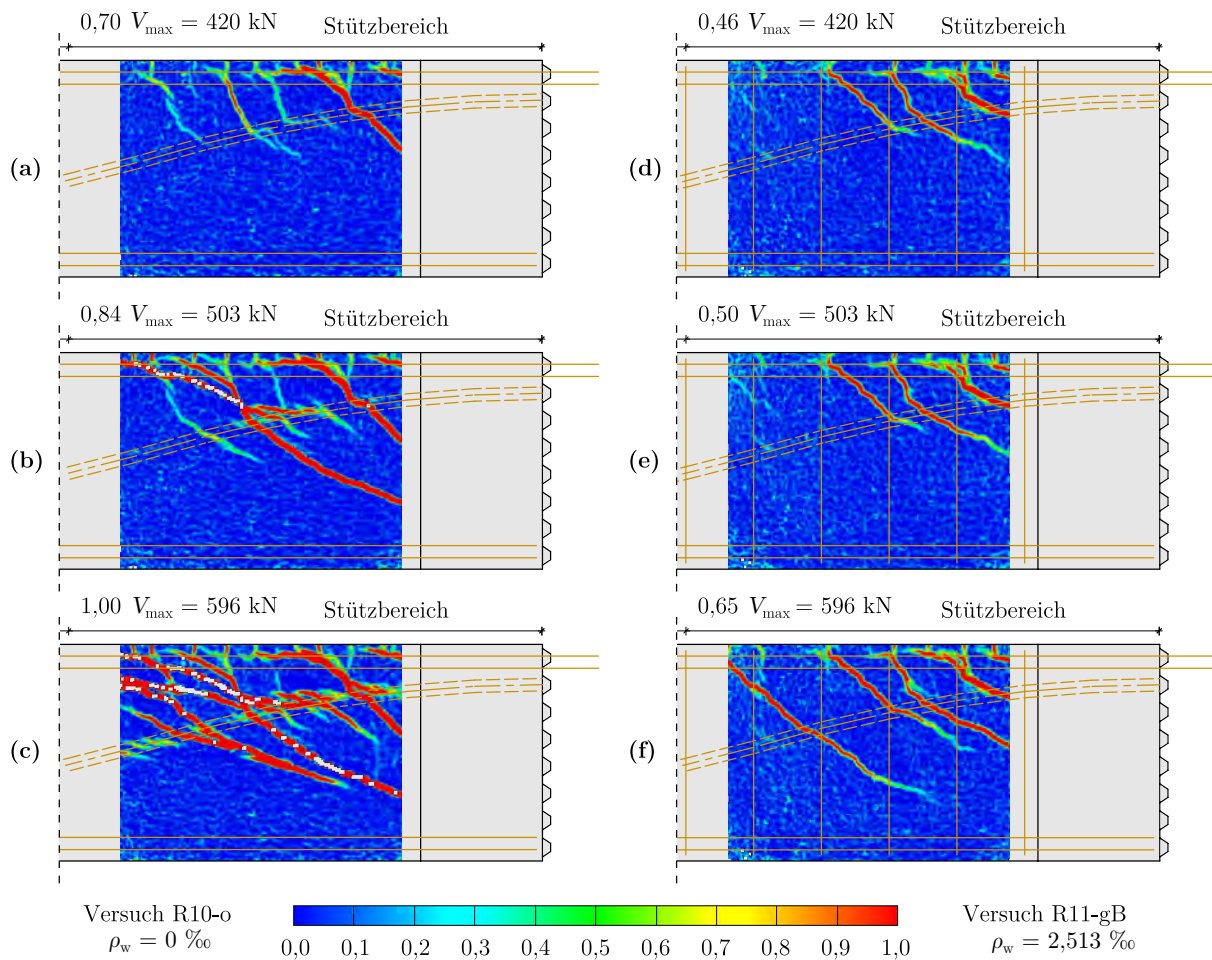
Wie bereits erwähnt, trat das Versagen der Träger in Form eines Biegeschubversagens ein. Abbildung 3.23 stellt die Entwicklung des kritischen Schubrisses im Stützbereich exemplarisch für Versuchsträger R2-gB dar. Es wird deutlich, dass sich in dem betrachteten Versuchsträger bereits bei einer Querkraft von 236 kN zunächst senkrechte Biegerisse (Abbildung 3.23a) einstellen. Die senkrechten Risse bildeten sich für den vorliegenden Fall entlang der Bügelbewehrungselemente aus, was auf eine Rissinitiierung infolge der durch die Bewehrung hervorgerufenen Gefügestörung sowie gegebenenfalls vorab vorhandene Schwindrisse zurückzuführen ist. Nachdem die senkrechten Risse bis in etwa 30% der Querschnittshöhe hervorgedrungen waren, kam es zunächst zu einer Stabilisierung des Risswachstums. Bei einer Querkraft von 356 kN zeigte sich ein Abdrehen der Risspitze (Abbildung 3.23b) und bei weiterer Belastung eine Fortpflanzung der geneigten Risse (Abbildung 3.23c).



**Abbildung 3.23:** Entwicklung des kritischen Schubrisses (dargestellt über die Hauptformänderung) für Versuchsträger R2-gB

Durch die Neigung der Risse kam es anschließend zu einer Vereinigung von zwei Schubrisen (Abbildung 3.23d), was zur Ausbildung des kritischen Schubrisses führte. Ab einer Querkraft von 533 kN vergrößerte sich die Rissbreite des kritischen Schubrisses immer weiter, wodurch die Querkraftbewehrung ins Fließen geriet. Zudem bildeten sich weitere sekundäre, zum Auflager hin gerichtete Schrägrisse. Im Gegensatz zu anderen Untersuchungen zur Schubrisseentwicklung [Cavagnis et al., 2015; Jacobsen et al., 2011] konnte keine durch Rissreibung induzierte Rissbildung beobachtet werden. Kurz vor Erreichen der maximalen Querkraft war eine geringe Rissbildung entlang der Spanngliedachse feststellbar, die auf einen lokalen Zuwachs der Spannkraft hindeutet. Das letztendliche Versagen zeigte sich nach dem Fließen der Bügelbewehrung in Form eines instabilen Risswachstums und einer damit einhergehenden Einschnürung der Druckzone.

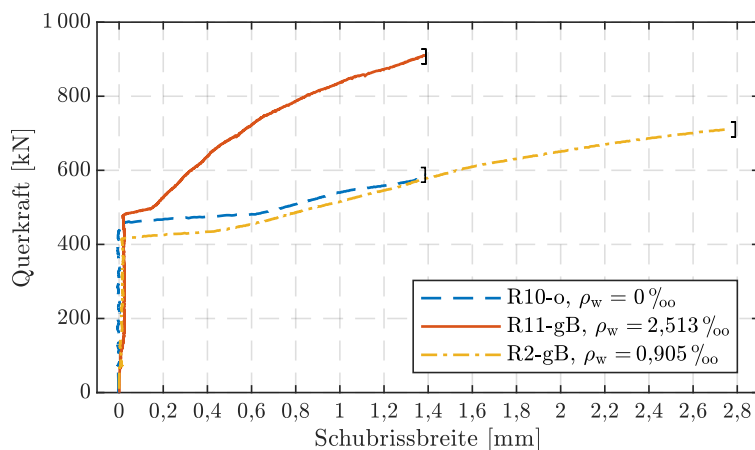
Abbildung 3.24 stellt einen Vergleich der Rissbildung für einen Träger ohne Querkraftbewehrung (Abbildung 3.24a-c) und einen Versuchskörper mit einem Querkraftbewehrungsgehalt von  $\rho_w = 2,513\%$  (Abbildung 3.24d-f) für jeweils gleiche Laststufen dar.



**Abbildung 3.24:** Vergleich der Rissbildung (dargestellt über die Hauptformänderung) für Versuchsträger R10-o und R11-gB mit unterschiedlichem Querkraftbewehrungsgehalt  $\rho_w$

Bei einer Querkraft von 420 kN (Abbildung 3.24a und d), kurz nach Einsetzen einer ersten Schrägrissbildung, lag zunächst ein relativ ähnliches Rissbild vor. Bei weiterer Laststeigerung zeigte sich bei dem Träger ohne Querkraftbewehrung eine weitaus stärkere Rissbildung und nach der deutlichen Ausbildung von Schrägrissen (bis über die halbe Querschnittshöhe hinaus) war nur noch eine vergleichsweise geringe Laststeigerung bis zum Bruch möglich. Die Laststeigerung lässt sich auf einen Spannungszuwachs im Spannglied zurückführen, der sich auch in den Ergebnissen der kamerabasierten optischen Messungen (vgl. Abbildung 3.24c) in Form von Dehnungsänderungen entlang der Spanngliedachse deutlich zeigt. Die Rissbildung setzte auch für Versuchsträger R11-gB auf Höhe der jeweiligen Bügelbewehrungselemente ein, wobei vorab keine Ausbildung von senkrechten Biegerissen beobachtbar war und sich der Riss auch nicht entlang der Bügelachse fortpflanzte. Mit einem vergleichsweise hohen Bügelbewehrungsgehalt war nach Schrägrissbildung, durch die Aktivierung der Bügelbewehrung, noch eine deutliche Laststeigerung möglich.

Durch den hohen Bügelbewehrungsgehalt wurde die Schubrissbreite mit zunehmender Belastung nur vergleichsweise langsam vergrößert. Dies zeigt auch ein Vergleich der Schubrissbreitenentwicklung (im Stützbereich) in Abhängigkeit der einwirkenden Querkraft für verschiedene Querkraftbewehrungsgehalte in Abbildung 3.25. Dadurch stellte sich für den Träger R11-gB mit erhöhtem Querkraftbewehrungsgehalt ein anderes Tragverhalten ein und es kam zu einer Verlagerung des Versagens in den Feldbereich mit einer deutlich steileren Neigung des kritischen Schubrisses (vgl. Tabelle 3.5). Daher zeigt Abbildung 3.25 für Versuch R11 lediglich die Schubrissbreitenentwicklung im Stützbereich, wobei der kritische Schubriss im Feldbereich auftrat.



**Abbildung 3.25:** Entwicklung der Schubrissbreite (maßgebender Schubriss im Stützbereich) in Abhängigkeit der Querkraft für verschiedene Querkraftbewehrungsgehalte (Auswertung aus optischen Messungen auf halber Trägerhöhe)

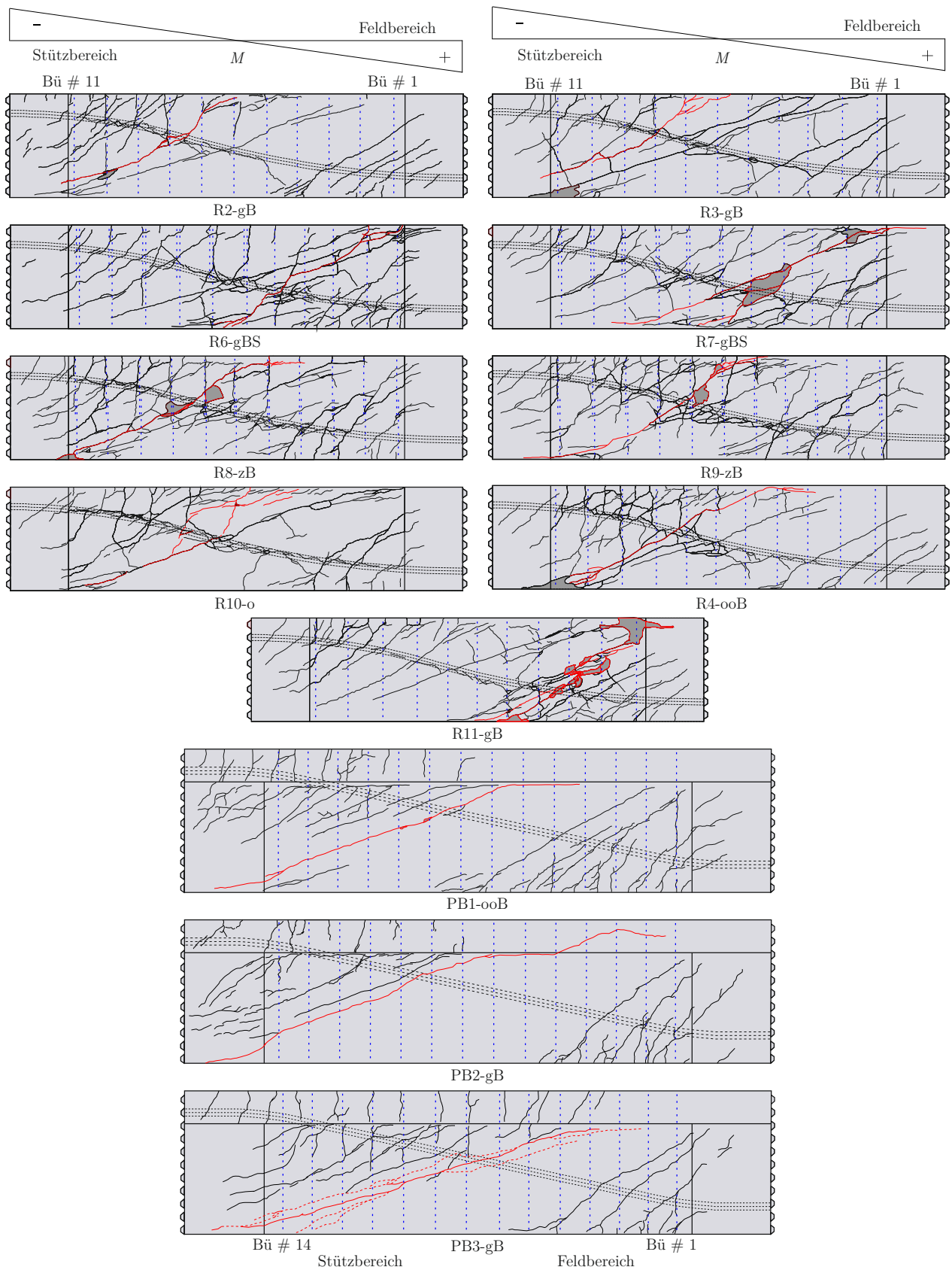
Aus Abbildung 3.25 lässt sich des Weiteren schließen, dass für die querkraftbewehrten Versuchsträger, aufgrund der möglichen Laststeigerung nach Rissbildung, ein relativ gutmütiges Verhalten mit Versagensvorankündigung vorliegt. In diesem Zusammenhang sei jedoch erwähnt, dass für die Laborversuche, zur sicheren Vermeidung eines Biegeversagens, ein vergleichsweise hoher Längsbewehrungsgehalt gewählt wurde, der durch die Vergrößerung der Druckzonenhöhe womöglich zusätzlich

einem instabilen Risswachstum entgegenwirkt. Überdies ist die mögliche Steigerung der Querkraft nach Rissbildung auf einen Spannkraftzuwachs zurückzuführen. Für den querkraftunbewehrten Träger R10-o ist davon auszugehen, dass die mögliche Laststeigerung nach Ausbildung des kritischen Schubrisses nahezu vollständig diesem Effekt geschuldet ist.

Abbildung 3.26 stellt die Rissbilder aller Versuche für den Zustand nach Erreichen der maximalen Querkraft dar. Einzelne Risse, insbesondere die mit sehr flacher Rissneigung, traten erst sekundär im Nachbruchbereich auf. Es sei darauf hingewiesen, dass die Rissbilder - aus versuchstechnischen Gründen - auf der gegenüberliegenden Seite wie die kamerabasierten optischen Messungen aufgenommen wurden, so dass diese spiegelverkehrt dargestellt sind. Diesbezüglich sei auch erwähnt, dass sich die Rissbilder aus manueller Erfassung und optischer Messung aufgrund der dreidimensionalen Ausbreitung der Risse gegebenenfalls etwas unterscheiden. Weitere Rissbilder für ausgewählte Laststufen finden sich in Anhang A.

Die (Biege-)Rissbildung setzte bei allen Versuchen zuerst im Stützbereich ein, da die Spannglieder jeweils einseitig von der Hochpunkt-Seite vorgespannt wurden und die resultierende Spanngliedkraft aufgrund des „Durchschlagens“ der Verluste aus Verankerung (Keilschlupf) am Spannanker geringer als am Festanker war. Tendenziell konnte für die Versuche mit Rechteckquerschnitt und geraden Stabenden sowie zweiteiligen, gestoßenen Bügeln im Bereich negativer Biegemomente eine etwas stärkere Rissbildung (teilweise auch entlang der Achse der vertikalen Bügelschenkel) beobachtet werden (vgl. Abbildung 3.26). Für die Versuche R6 und R7 mit Zulagen im Stützbereich (Stecker über die halbe Querschnittshöhe) konnte das Risswachstum durch die zusätzliche Bewehrung im entsprechenden Bereich etwas gebremst werden und es kam folglich zu einer stärkeren Rissbildung im Feldbereich. Ansonsten waren (bei den Versuchen mit Rechteckquerschnitt) keine merklichen Unterschiede in der Rissbildung für die verschiedenen Bügelformen ersichtlich.

Für die Versuche mit T-Querschnitt zeigte sich im Versuch PB1-ooB (oben offene, glatte Bügelbewehrung mit geraden Stabenden ohne Endhaken) ein vertikaler Riss entlang von Bügel Nr. 1, der durch ein Ausziehversagen entstand, wobei dieser außerhalb des kritischen Schubrisses lag. Ansonsten konnte im Vergleich zu den Versuchen mit Rechteckquerschnitt festgestellt werden, dass sich der kritische Schubriss nicht, beziehungsweise wenn, dann nur postkritisch, in den Gurt fortpflanzte. Vielmehr verlief der kritische Schubriss entlang der Unterkante des Gurtes und strahlte im Bereich des Flansches, aufgrund der Ausbreitung der Druckspannungen in den Gurt, seitlich aus. Somit liegt für die geraden Stabenden ein günstigeres Verankerungsverhalten im Bereich des Gurtes vor. Des Weiteren bildeten sich die Biegerisse im Flansch (Stützbereich) zunächst nahezu vertikal aus. Mit Fortpflanzung der Risse vom Gurt in den Steg war eine stärkere Rissneigung beobachtbar. Dies lässt sich auf die höheren Schubspannungen im Bereich des Stegs (siehe auch Kapitel 2.2.1) zurückführen. Gleichfalls entwickelte sich der versagensauslösende Schubriss nicht infolge der allmählichen Fortpflanzung aus einem Biegeriss. Vielmehr bildete er sich (insbesondere bei den Versuchen PB1 und PB2) nach dem Fließen der Bügelbewehrung sehr schlagartig aus. Bei Versuch PB3 kam es hingegen zu einer Verästelung des kritischen Schubrisses und die Entwicklung war allmählicher.



**Abbildung 3.26:** Rissbilder aller Versuche mit Darstellung des kritischen Schubrisses (in rot hervorgehoben) und zugehörige Trägerbereiche/Momentenverläufe

### 3.5.4 Dehnungsverhalten der Bügelbewehrung

#### Allgemeines

Neben der Messung mit konventionellen Dehnmessstreifen kamen ergänzend faseroptische Sensoren zur quasi-kontinuierlichen Erfassung der Dehnungen entlang der Querkraftbewehrungselemente zur Anwendung. Die Messfasern wurden aufgrund des geringen Durchmessers der Bügelbewehrung direkt auf diese appliziert, ohne eine schützende Nut in die Bewehrungselemente einzufräsen. Aufgrund dessen, und wegen der generell sehr hohen Empfindlichkeit der faseroptischen Messsensorik, kam es leider zu einem sehr hohen Ausfall der Sensoren und zu einigen unbrauchbaren Messergebnissen. Diesbezüglich sei erwähnt, dass insbesondere bei höheren Dehnungswerten auftretende Artefakte in Form von extremen Sprüngen die Ergebnisse der faseroptischen Messungen verfälschen können. Daher sind die Messergebnisse eines einzelnen Zeitschrittes stets kritisch im Gesamtkontext der Dehnungsentwicklung (z. B. über die dreidimensionale Darstellung der Messergebnisse über alle Stationen und Zeitschritte) zu hinterfragen. Für die vorliegende Applikation in einem Biegebauteil, mit einer Messung in Querschnittsebene, lassen sich die erwähnten Ausreißer womöglich auf eine Querdruckempfindlichkeit der Messfaser zurückführen. Daher werden nur selektierte Ergebnisse der faseroptischen Messungen für einzelne Querkraftbewehrungselemente und ausgewählte Laststufen dargestellt und verwendet. Für Bereiche mit sehr hohen Dehnungen sind die Messergebnisse aus den oben genannten Gründen grundsätzlich qualitativ zu verstehen. So sollen mit dieser Sensorik primär lokale Effekte der Bügelbeanspruchungen, insbesondere mit Bezug auf unterschiedliche Konstruktionsformen, untersucht werden. Ergänzend werden die konventionellen Messungen mit Dehnmessstreifen zum Abgleich und für zusätzliche globale Betrachtungen herangezogen.

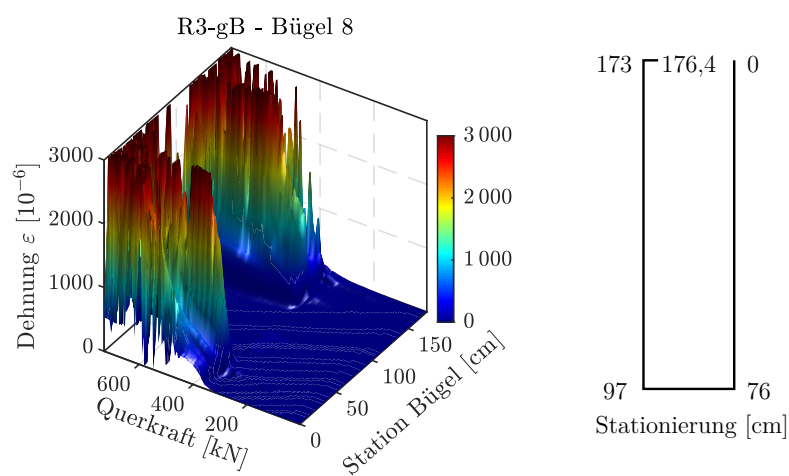
Nachfolgend werden die Ergebnisse der faseroptischen Messungen für die verschiedenen Bügelformen an ausgewählten Stellen aufgezeigt und diskutiert. Es wurden nur Messwerte der Dehnung bis zu einem Wert von  $\varepsilon_s = 5\,000\ \mu\text{m}/\text{m} = 5\,000 \cdot 10^{-6}$  berücksichtigt und darüber liegende Werte herausgefiltert. Des Weiteren wurden Ausreißer in den Dehnungsmesswerten mit Hilfe eines Medianfilters 3. Ordnung geglättet, womit nur unwesentliche Veränderungen der Ergebnisse einhergehen. Das Fließen der Bügelbewehrung setzte für die Versuche mit Rechteckquerschnitt (Bewehrungsstahl B500) im Mittel bei einer Dehnung von circa  $\varepsilon_{ym} = 2\,970\ \mu\text{m}/\text{m}$  und für die Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt (gewalzter Rundstahl S 235) bei einer Dehnung von circa  $\varepsilon_{ym} = 1\,786\ \mu\text{m}/\text{m}$  ein (vgl. Tabelle 3.3). Nachfolgend wird die Definition „kritischer Schubriss“ für den Schrägriss gewählt, der bei bzw. kurz nach Erreichen der Höchstlast entstand, wobei die gesamte Fortpflanzung dieses Risses dargestellt und zunächst nicht unterschieden wird, zu welchem exakten Zeitpunkt welches Rissstadium vorlag.

Die Inhalte und Abbildungen des vorliegenden Kapitels 3.5.4 basieren teilweise auf [Schramm et al., 2019b], beziehungsweise wurden diese vom Autor der vorliegenden Arbeit bereits in abgewandelter Form in [Schramm et al., 2019b] veröffentlicht.



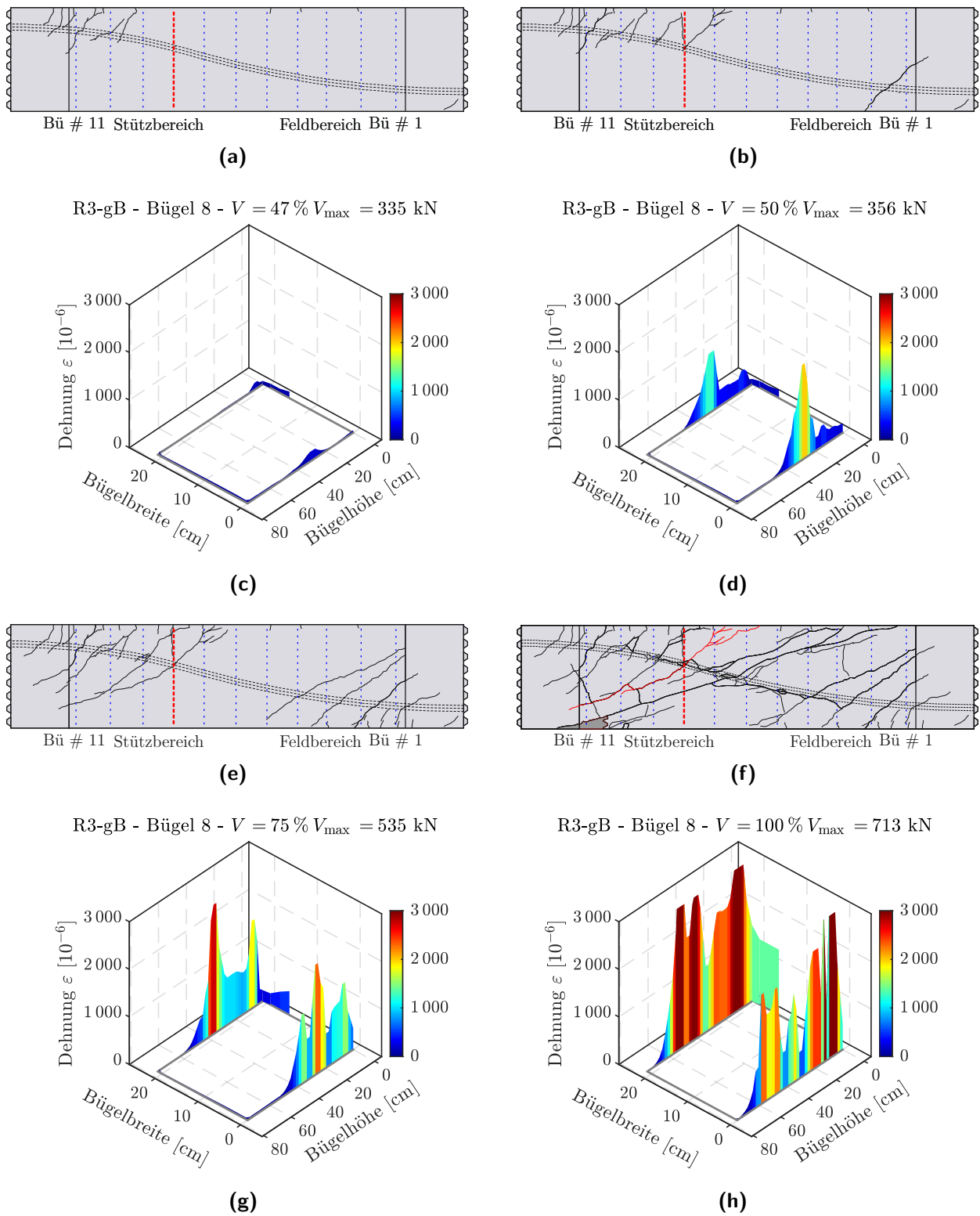
### Konventionelle, geschlossene Bügelbewehrung

Die Abbildungen 3.27 und 3.28 zeigen die Dehnungsentwicklung für die abgewinkelte Geometrie eines konventionellen, geschlossenen Bügels im Stützbereich des Trägers (Bügel Nr. 8). Abbildung 3.27 stellt den Dehnungsverlauf dabei in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Abbildung 3.28 die Verläufe der Dehnung entlang des Bügels für ausgewählte Laststufen (50 %  $V_{\max}$ , 75 %  $V_{\max}$  und 100 %  $V_{\max}$ ) mit den zugehörigen Rissbildern (betrachteter Bügel jeweils in rot gekennzeichnet) dar. Die optische Messfaser wurde dabei aus praktischen Gründen lediglich teilweise am oberen waagrechten Bügelschenkel appliziert (siehe Skizze der Stationierung in Abbildung 3.27).



**Abbildung 3.27:** Dehnungsentwicklung für die abgewinkelte Bügelgeometrie in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft für Versuch R3-gB (geschlossene Bügelbewehrung), Bügel 8

Aus der Darstellung der Dehnungsentwicklung in Abhängigkeit der Querkraft wird ersichtlich, dass die Bügeldehnung bekanntermaßen erst beim Übergang in den gerissenen Zustand (für den in den Abbildungen 3.27 und 3.28 betrachteten Bügel bei einer Querkraft von ungefähr 340 kN) maßgeblich ansteigt und die Bügelbewehrung zuvor nicht merklich aktiviert wird (vgl. Abbildung 3.28a). Ab welcher Belastung die Bügelbewehrung beansprucht wird, hängt somit maßgeblich von der Lage im Bauteil ab. Randnahe Bügel im Bereich hoher Momentenbeanspruchung werden demnach früher beansprucht, als solche im Bereich des Momentennullpunktes, wo die Schrägrisse den Bügel erst bei höherer Last kreuzen. Die Dehnungen waren ungleichmäßig über die Bügelhöhe verteilt und stark vom (zufälligen) Verlauf der die Bügelschenkel kreuzenden Schrägrisse abhängig. Ähnliche Erkenntnisse sind auch aus vorangegangenen Untersuchungen mit einer Vielzahl an Dehnmessstreifen über die Bügelhöhe (vgl. [Rüsch u. Mayer, 1967; Hu u. Wu, 2017]) bekannt.

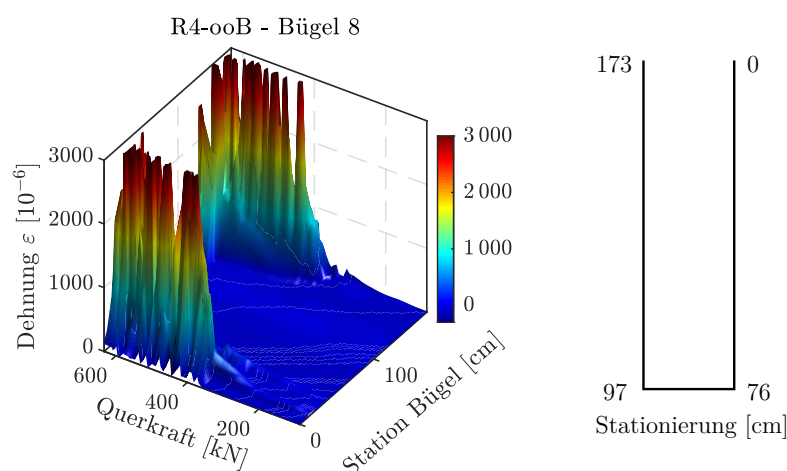


**Abbildung 3.28:** Rissbild und Dehnungsverlauf entlang der Bügelbewehrung aus faseroptischen Messungen für Versuch R3-gB (konventionelle, geschlossene Bügelbewehrung); kritischer Schubriss und betrachteter Bügel rot im jeweiligen Rissbild markiert  
**(a)** und **(c)** Rissbild und Dehnungsmessung für Laststufe  $47\% V_{\max} = 335 \text{ kN}$   
**(b)** und **(d)** Rissbild und Dehnungsmessung für Laststufe  $50\% V_{\max} = 356 \text{ kN}$   
**(e)** und **(g)** Rissbild und Dehnungsmessung für Laststufe  $75\% V_{\max} = 535 \text{ kN}$   
**(f)** und **(h)** Rissbild und Dehnungsmessung für Laststufe  $100\% V_{\max} = 713 \text{ kN}$

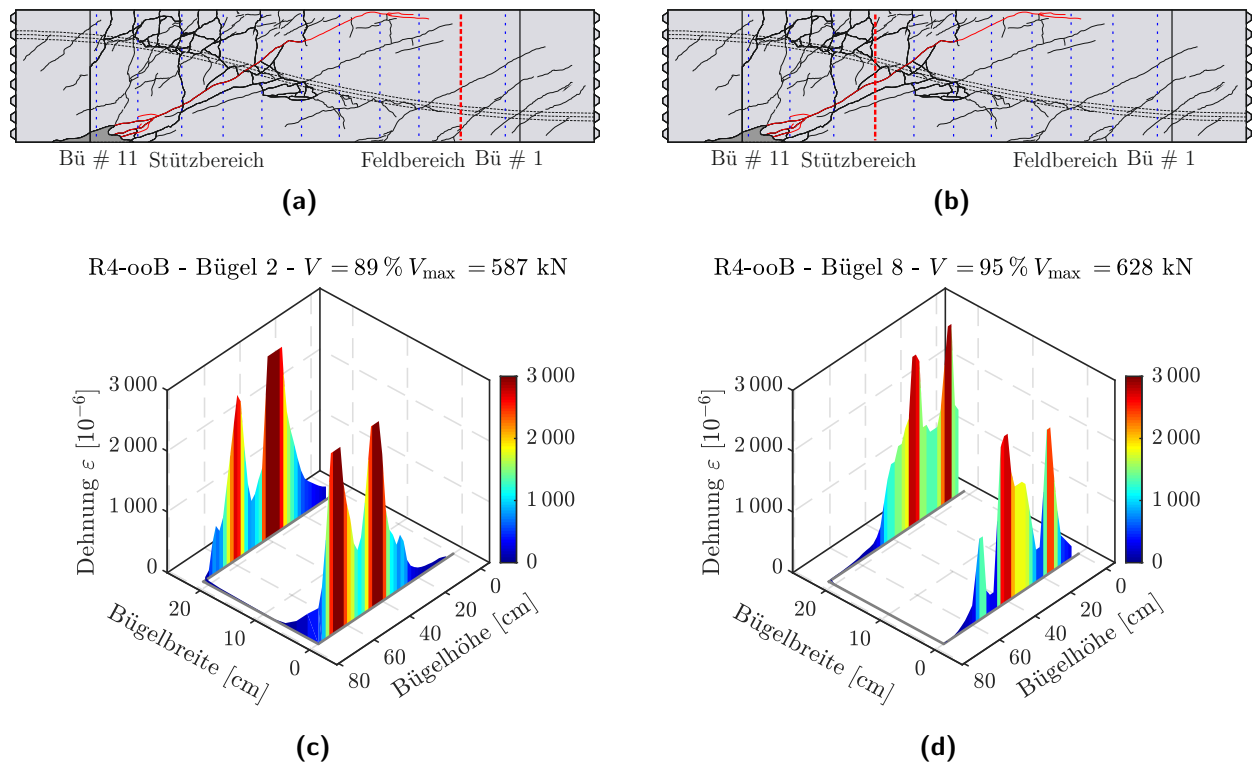
Die Rissbildung setzte bei dem betrachteten Träger zunächst im Stützbereich, in der oberen Trägerhälfte (Biegezugzone), ein. Bei einer Laststufe von 50 %  $V_{\max}$  kreuzten die ersten Schrägrisse den jeweiligen Bügel, was sich in entsprechenden Dehnungsspitzen in diesem Bereich widerspiegelte (vgl. Abbildung 3.28d). Bei einer Querkraft von 75 % der Bruchlast erreichte der betrachtete Bügel, in den Bereichen in denen dieser von Schrägrissen gekreuzt wurde, bereits teilweise seine Fließdehnung (siehe Abbildung 3.28g). Der kritische Schubriss kreuzte die vertikalen Bügelschenkel ungefähr mittig, was am weiteren Anstieg der Dehnungen bis zum Fließen in diesem Bereich ersichtlich wurde. Durch die horizontalen Schenkel lag auch im Bereich der oberen Ecken (wo Schrägrisse den Bügel kreuzten) eine hohe Ausnutzung des geschlossenen Bügels vor. Im Abschnitt des unteren Rissufers (Biegedruckzone) verankerte sich die Zugkraft des Bügelschenkels nach ungefähr 22 cm wieder komplett und die Bügeldehnung in der Druckzone fiel (bei nahezu linearem Verlauf) fast vollständig ab. Ein Vergleich der Dehnungsverläufe für die beiden parallelen Bügelschenkel zeigt, dass der Dehnungsverlauf durch den dreidimensionalen Verlauf der Schrägrisse und Materialinhomogenitäten nicht exakt gleich war.

### Oben offene Bügel mit geraden Stabenden

Die offenen Bügel wurden für die entsprechenden Versuche durchgehend so verlegt, dass die geraden Stabenden nach oben zeigten. Somit wurden sowohl die Beanspruchungsverhältnisse im Feld- als auch im Stützbereich untersucht. Abbildung 3.29 zeigt die Dehnungsentwicklung für die abgewinkelte Geometrie eines entsprechenden Bügels im Stützbereich des Trägers (Bügel Nr. 8, genaue Lage siehe Abbildung 3.30b), in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft. Überdies stellt Abbildung 3.30 die Dehnungsverläufe entlang der Bügel Nr. 2 und 8 bei Erreichen der maximalen Querkraft mit dem zugehörigen Rissbild nach dem Bruch (Lage des betrachteten Bügels jeweils rot im Rissbild gekennzeichnet) dar.



**Abbildung 3.29:** Dehnungsentwicklung für die abgewinkelte Bügelgeometrie in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft für Versuch R4-ooB (oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden), Bügel 8



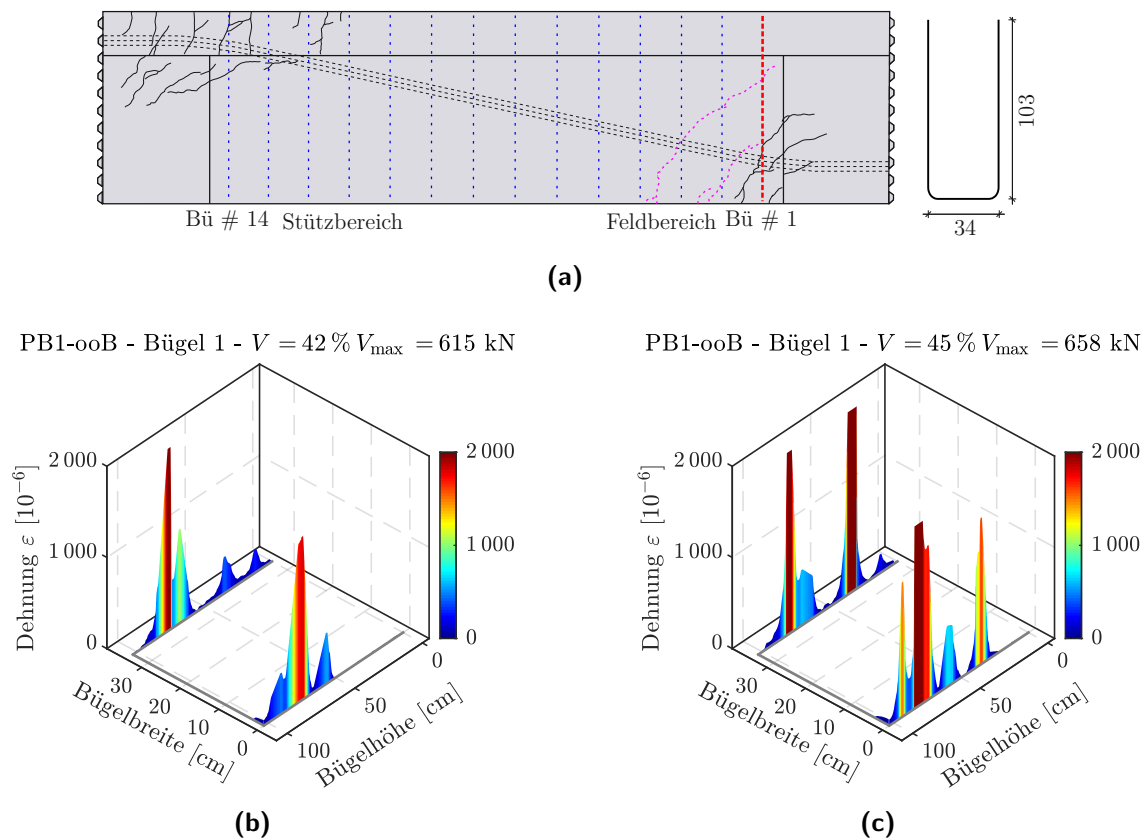
**Abbildung 3.30:** Rissbild und Dehnungsverlauf entlang der Bügelbewehrung aus faseroptischen Messungen für Versuch R4-ooB (oben offene Bügel mit geraden Stabenden); kritischer Schubriss und betrachteter Bügel rot im jeweiligen Rissbild markiert  
**(a)** und **(c)** Rissbild und Dehnungsmessung für Bügel 2, Laststufe  $89\% V_{\max} = 587 \text{ kN}$   
**(b)** und **(d)** Rissbild und Dehnungsmessung für Bügel 8, Laststufe  $95\% V_{\max} = 628 \text{ kN}$

Auch für die oben offenen Bügel wird ersichtlich, dass sich Dehnungsspitzen in den Bereichen ausbilden, wo die vertikalen Bügelschenkel von Schubrisen gekreuzt werden und eine merkliche Beanspruchung des Bügels erst ab einer Querkraft von ungefähr 350 kN zu verzeichnen ist. Somit kann grundsätzlich kein Unterschied beim Einsetzen der Rissbildung für die beiden Bügelformen beobachtet werden.

Für die Bügelelemente im Feldbereich, deren gerade Stabenden in der (Biege-)Druckzone lagen und nicht von Schrägrissen gekreuzt wurden, zeigt sich wie zu erwarten ein sehr ähnlicher Dehnungsverlauf entlang der Bügelbewehrung wie für konventionelle, geschlossene Bügel (vgl. Abbildung 3.30c). Die Querkraftbewehrung wurde in diesem Fall bis zum Fließen beansprucht und die Bügelkraft konnte voll in den geraden Stabenden verankert werden. Kreuzte ein Schrägriss ein gerades Stabende jedoch innerhalb dessen Verankerungsbereiches, so kam es in diesem Bügelabschnitt zu einem Ausziehversagen (siehe auch zugehöriges Rissbild in Abbildung 3.30b). Aus dem Dehnungsverlauf kurz vor Erreichen der Maximallast (siehe Abbildung 3.30d) wird jedoch ersichtlich, dass kurz vor dem Ausziehen der geraden Stabenden am Ende des Verankerungsbereiches gleichwohl Dehnungen im Bereich der Streckgrenze auftraten. Kurz nach Vorliegen des dargestellten Dehnungsverlaufs von Bügel Nr. 8 kam es zu einem typischen Ausfall der Messfaser im Bereich der geraden Stabenden, der das Ausziehversagen bestätigt (vgl. hierzu auch Kapitel 3.6). Im Vergleich zu geschlossenen Bügeln war keine Verankerung in

einem horizontalen Bügelschenkel möglich und die vorhandene Einbindelänge der geraden Stabenden ( $l_f \approx 12 d_s$ ) reichte nicht aus, um eine volle Verankerung zu ermöglichen. In der Folge kam es zu einem Ausziehen der geraden Stabenden und die Wirksamkeit dieses Bügels reduzierte sich merklich. Zudem ist es möglich, dass eine Rissbildung im Verankerungsbereich der geraden Stabenden zu einer Beeinträchtigung des Verbundes führt, so dass die Kraft im vertikalen Bügelschenkel im Bereich von später auftretenden (flacheren bzw. tiefer liegenden) Schubrisen ebenfalls nicht mehr voll verankert werden kann. Dies begründet auch die im Vergleich zu geschlossenen Bügeln reduzierten Tragfähigkeiten, die bei den Versuchen mit oben offenen Bügeln beobachtet werden konnten (vgl. Abschnitt 3.5.2 und Tabelle 3.5).

Abbildung 3.31 zeigt exemplarisch den Dehnungsverlauf entlang eines oben offenen Bügels mit geraden Stabenden sowie das zugehörige Rissbild von Versuch PB1 (glatter Bewehrungsstahl, Lage des betrachteten Bügels rot im jeweiligen Rissbild markiert) für ausgewählte Laststufen.



**Abbildung 3.31:** Rissbild und Dehnungsverlauf entlang der Bügelbewehrung aus faseroptischen Messungen für Versuch PB1-ooB (oben offener Bügel mit geraden Stabenden, glatter Betonstahl)  
**(a)** zugehöriges Rissbild mit betrachtetem Bügel 1 (rot) und Rissentwicklung von Laststufe 42%  $V_{\max}$  auf 45%  $V_{\max}$  (magenta, strichliert)  
**(b)** Dehnungsverlauf für Laststufe 42%  $V_{\max} = 615 \text{ kN}$   
**(c)** Dehnungsverlauf für Laststufe 45%  $V_{\max} = 658 \text{ kN}$

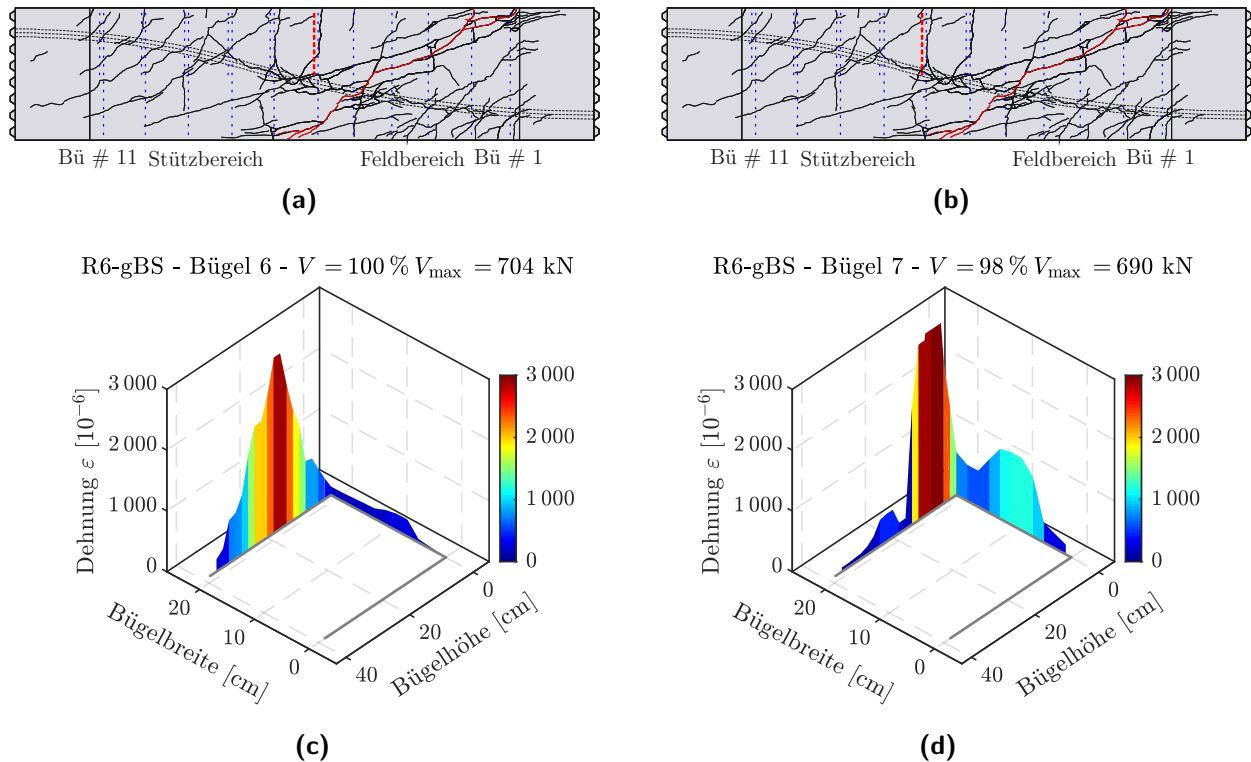
Der Dehnungsverlauf entlang des im Feldbereich liegenden Bügels Nr. 1 (vgl. Abbildungen 3.31) zeigt, dass sich bei einer resultierenden Querkraft von 615 kN (entspricht ca. 42%  $V_{\max}$ ), siehe

Abbildung 3.31b, Dehnungsspitzen von bis zu  $2170 \mu\epsilon$  ( $= 2,17\%$ ) im unteren Bereich des Bügels, wo erste Schrägrisse im Feldbereich den Bügel kreuzten (vgl. Abbildung 3.31a), ausbildeten. Die maximale Bügeldehnung baute sich dabei über eine Länge von ca. 21 cm wieder ab. Bei weiterer Steigerung der Querkraft auf 658 kN (entspricht 45 %  $V_{\max}$ ), siehe Abbildung 3.31c, kreuzten weitere Schrägrisse die vertikalen Schenkel der Bügelbewehrung, was sich durch Ausbildung von weiteren Dehnungsspitzen im oberen Bügelbereich zeigte. Die maximale resultierende Dehnung im Bügel stieg auf  $2919 \mu\epsilon$  an, womit in Bereichen, in denen die Bügelschenkel durch Risse gekreuzt wurden, bereits ein deutliches Fließen des Stahls einsetzte. Eine weitere Laststeigerung führte zum Ausfall der Fasermessung und zu einer sichtbaren Rissbildung entlang des vertikalen Bügelschenkels. Es ist daher davon auszugehen, dass eine weitere Rissbildung, und damit einhergehend eine zusätzliche Beanspruchung im Bereich der geraden Stabenden des Bügels Nr. 1, zu einem Ausziehversagen derselben führte, wie es für glatte Bewehrung mit geraden Stabenden typisch ist. Da der Bügel Nr. 1 jedoch nicht im Bereich des kritischen Schubrisses lag, ist davon auszugehen, dass dieses Verbundversagen zu keiner Reduktion der maximalen Querkrafttragfähigkeit führte.

Ein Vergleich der gemessenen Bruchquerkräfte von Versuch PB1 und PB2 lässt - im Gegensatz zu den Versuchen an Trägern mit Rechteckquerschnitt - auf keine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit aufgrund der oben offenen, über die gesamte Querschnittshöhe reichenden, Bügelbewehrung schließen. Insgesamt zeigt sich somit ein günstiger Einfluss des Gurtes für die Verankerung der geraden Stabenden, der womöglich auf eine höhere Betondeckung der Bügelschenkel, eine bessere Umschnürungswirkung sowie eine unterschiedliche Rissbildung aufgrund des Flansches zurückzuführen ist. Ähnliche Erkenntnisse sind auch aus den Versuchen von Rupf [2014] an I-Querschnitten bekannt.

### Offene Stecker als Zulagen im Stützbereich

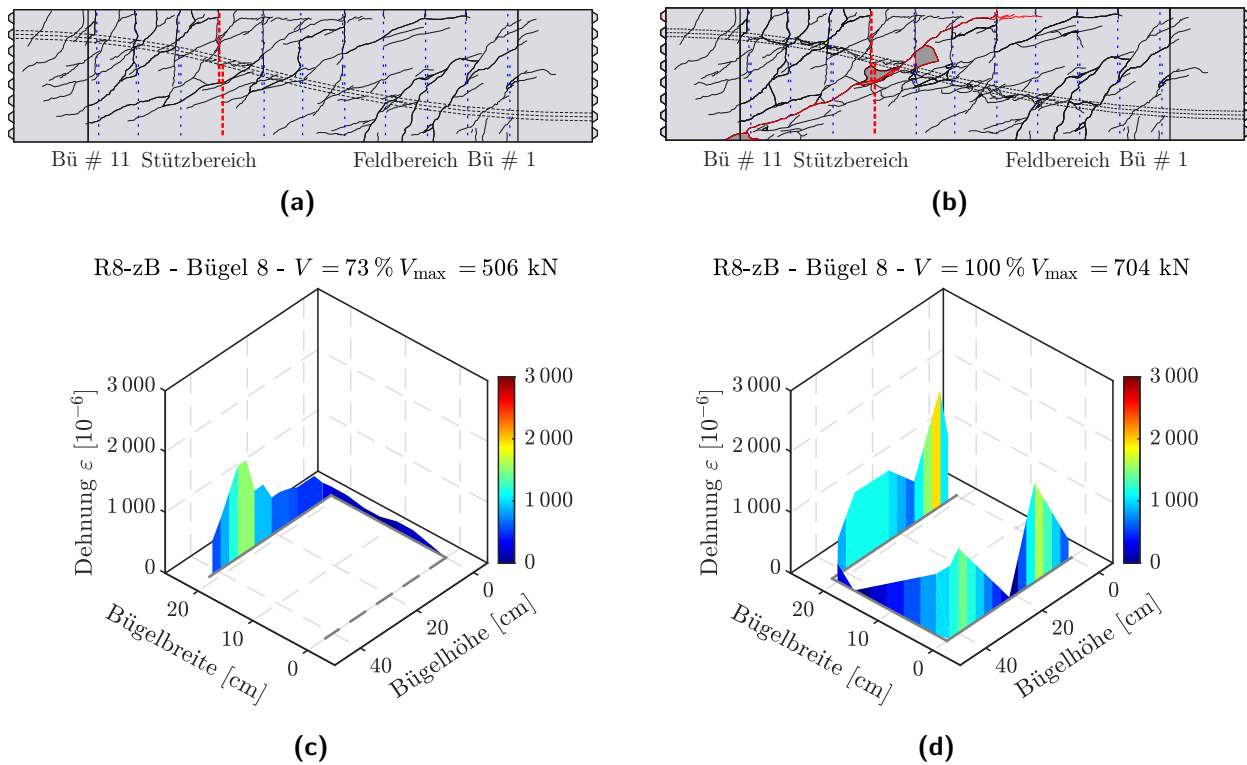
Die Ergebnisse der faseroptischen Messungen an den Steckbügeln mit halber Querschnittshöhe sind beispielhaft in Abbildung 3.32 für Bügel Nr. 6 und 7 (Bereich des Momentennullpunktes) dargestellt. Die Bügel wurden lediglich im Stützbereich bis zum Momentennullpunkt ( $\hat{=}$  Trägermitte) als Zulage angeordnet. Da die Messfaser an der Oberseite des Trägers herausgeführt werden musste, konnten die Dehnungen lediglich für jeweils einen vertikalen Bügelschenkel gemessen werden. Aus Abbildung 3.32 wird ersichtlich, dass die betrachteten Bügel lokal ins Fließen gerieten, obwohl diese lediglich über die halbe Querschnittshöhe reichten und nach unten offen (gerade Stabenden) ausgebildet waren. Der den betrachteten Bügel kreuzende Schrägriss zeichnete sich dabei als deutliche Dehnungsspitze ab. Da der Schubriss den Bügel in etwa mittig (außerhalb der Verankerungslänge,  $l_{b,rqd} = 35 d_s = 21$  cm) kreuzte, konnte die Kraft im Bügelschenkel voll verankert werden. Für den Fall, dass die Steckbügel oberhalb der Verankerungslänge von Schrägrissen gekreuzt wurden, leisteten diese im Stützbereich somit - analog zu den über die ganze Querschnittshöhe reichenden oben offenen Bügeln mit geraden Stabenden - einen wesentlichen Beitrag zur Abtragung der Querkräfte. Dies lässt sich auch dadurch begründen, dass der versagensauslösende Schubriss bei den entsprechenden Versuchen nicht im Bereich mit Zulagen in Form von Steckbügeln auftrat, sondern eine Verlagerung in den Feldbereich auftrat (vgl. Abbildung 3.26).



**Abbildung 3.32:** Rissbild und Dehnungsverlauf entlang der Stecker-Bügelbewehrung aus faseroptischen Messungen für Versuch R6-gBS (unten offene Stecker mit geraden Stabenden im Stützbereich, kombiniert mit konventioneller, geschlossener Bügelbewehrung); kritischer Schubriss und betrachteter Bügel rot im jeweiligen Rissbild markiert  
**(a)** und **(c)** Rissbild und Dehnungsmessung für Stecker bei Bügel 6, Laststufe 100 %  $V_{\max} = 704 \text{ kN}$   
**(b)** und **(d)** Rissbild und Dehnungsmessung für Stecker bei Bügel 7, Laststufe 98 %  $V_{\max} = 690 \text{ kN}$

### Zweiteilige, gestoßene Bügel mit reduzierter Übergreifungslänge

Für die zweiteiligen, gestoßenen Bügel mit reduzierter Übergreifungslänge sind insbesondere die Ergebnisse der faseroptischen Dehnungsmessungen an den Bügeln von Interesse, die im Übergreifungsbereich der beiden Bügelteile durch einen Schubriss gekreuzt wurden. Abbildung 3.33 zeigt diesbezüglich die Ergebnisse der quasi-kontinuierlichen Dehnungsmessungen an dem oberen und unteren Teil von Bügel Nr. 8, im Stützbereich nahe des Momentennullpunktes. Für den oberen Bügelteil wurde die letzte Laststufe bei 73 %  $V_{\max}$ , kurz vor dem Ausfall der Messung im Bereich des geraden Stabendes, gewählt. An dieser Stelle wurde der Übergreifungsbereich der geraden Stabenden durch den kritischen Schubriss gekreuzt, so dass für diesen Bügel die höchste Reduktion der Wirksamkeit zu erwarten war. Es zeigte sich, dass im Übergreifungsbereich trotz der geringen Übergreifungslängen (von lediglich 11,5 cm) dennoch Dehnungen von mindestens ca. 80 % der Fließdehnung auftraten. Außerhalb der Übergreifungen zeigen die Dehnungsmessungen erwartungsgemäß, dass die Bügelbewehrung bei Erreichen der Höchstlast dort lokal ins Fließen geriet, wo diese durch Schubrisse gekreuzt wurde.



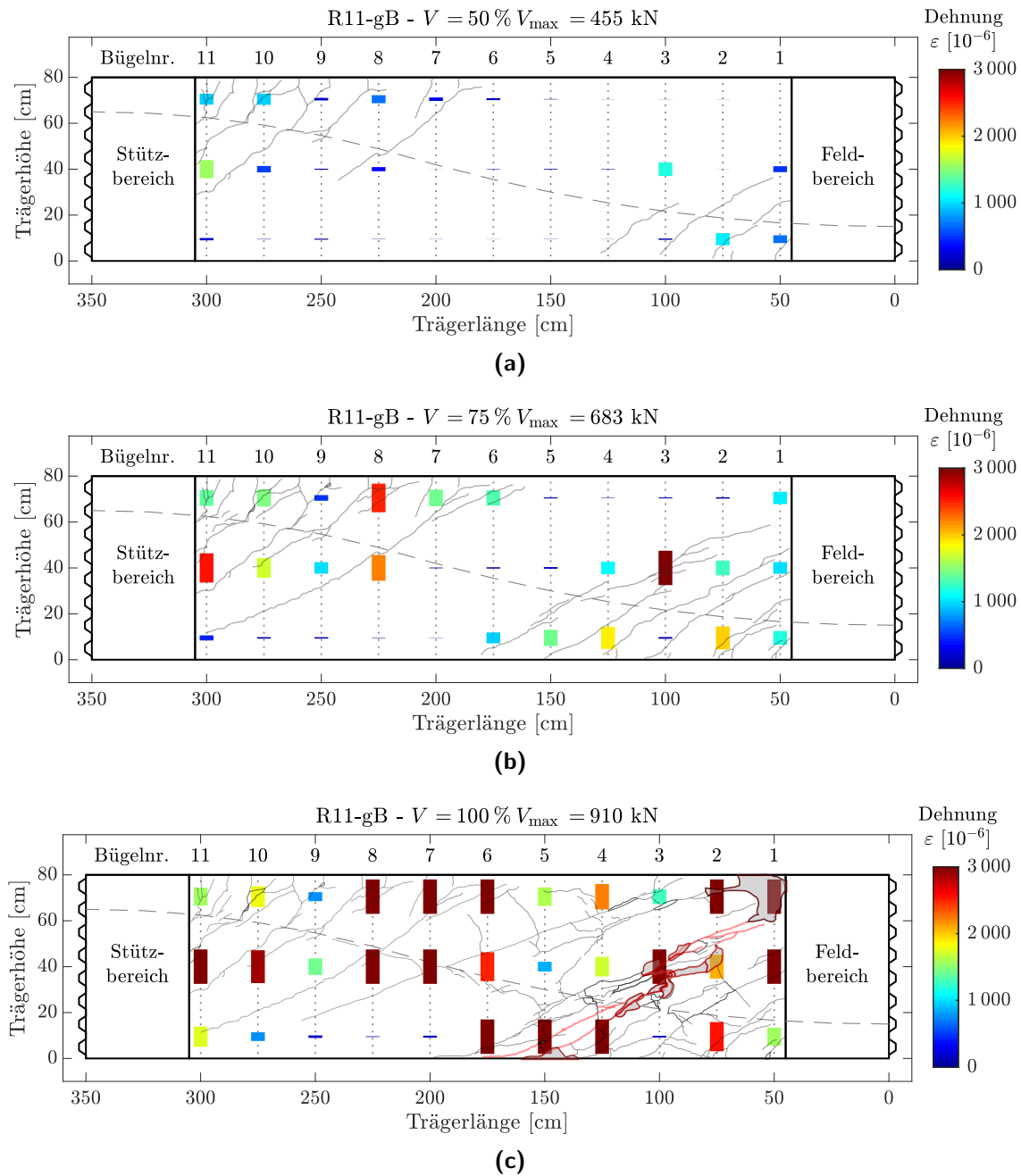
**Abbildung 3.33:** Rissbild und Dehnungsverlauf entlang der zweiteiligen Bügelbewehrung aus faseroptischen Messungen für Versuch R8-zB (zweiteilige Bügel mit geraden Stabenden und kurzer Übergreifungslänge); kritischer Schubriss und betrachteter Bügel rot im jeweiligen Rissbild markiert  
**(a)** und **(c)** Rissbild und Dehnungsmessung für den oberen Bügelteil, Laststufe  $73\% V_{\max} = 506 \text{ kN}$   
**(b)** und **(d)** Rissbild und Dehnungsmessung für den unteren Bügelteil, Laststufe  $100\% V_{\max} = 704 \text{ kN}$

### Konventionelle Dehnungsmessungen mit DMS

Abbildung 3.34 zeigt beispielhaft die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung, anhand von jeweils drei Messstreifen über die Höhe, für Versuch R11-gB. Weitere entsprechende Auswertungen für alle Versuchsträger befinden sich in Anhang A.

Das Dehnungsverhalten der Bügelbewehrung wurde zusätzlich mit DMS erfasst, um bei Ausfall der empfindlichen faseroptischen Sensoren eine Abschätzung der maximalen Dehnungen in den jeweiligen Bereichen zu erhalten. Ergänzend wird eine Überprüfung der Dehnungswerte aus den faseroptischen Messungen sowie eine gleichzeitige globale Darstellung der Dehnungen für alle Bewehrungselemente ermöglicht. Aufgrund des ortsdiskreten Charakters der Dehnungsmessungen mit DMS ist es jedoch möglich, dass die maximalen Dehnungen in den Bügeln nicht erfasst werden (siehe hierzu auch den Vergleich der Dehnungsmessungen im nachfolgenden Abschnitt).





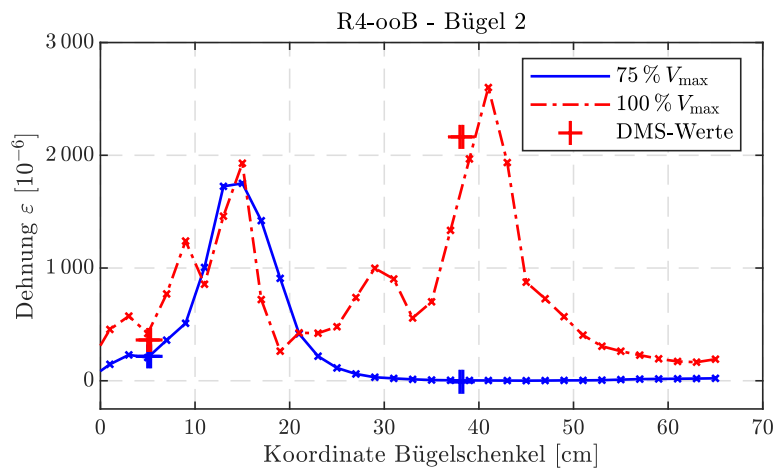
**Abbildung 3.34:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R11-gB) mittels DMS für verschiedene Laststufen und zugehörige Rissbilder; krit. Schubriss rot markiert  
 (a) Dehnungen und Rissbild für Laststufe  $50\% V_{\max} = 455 \text{ kN}$   
 (b) Dehnungen und Rissbild für Laststufe  $75\% V_{\max} = 683 \text{ kN}$   
 (c) Dehnungen und Rissbild für Laststufe  $100\% V_{\max} = 910 \text{ kN}$

Analog zu den Ergebnissen der faseroptischen Messungen lässt sich auch aus Abbildung 3.34 auf eine Aktivierung der Dehnung bei Rissbildung sowie einen Anstieg der Dehnungen bei zunehmender Rissbreite des die Bewehrung kreuzenden Risses schließen. Bei einer Laststufe von  $75\% V_{\max}$  wird die

Fließdehnung bereits in einzelnen Bügeln erreicht und bei Maximallast plastifizieren bereits nahezu alle Bügelbewehrungselemente.

### Vergleich der Dehnungsmessungen mit faseroptischen Sensoren und DMS

Abbildung 3.35 zeigt einen Vergleich der diskret mit konventionellen Dehnmessstreifen und quasi-kontinuierlich mit faseroptischen Sensoren ermittelten Dehnungsverläufe im Bügel. Dabei wird beispielhaft ein vertikaler Schenkel von Bügel Nr. 2 von Versuch R4-ooB für zwei unterschiedliche Lastniveaus betrachtet. Es wurde eine Stationierung der faseroptischen Messfaser von 2 cm und Dehnmessstreifen mit einer Messlänge von 3 mm verwendet. Grundsätzlich zeigt sich eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse für die beiden Messverfahren, die mitunter auch bereits in [Fischer et al., 2019] und [Schmidt-Thrö et al., 2016] festgestellt wurde.



**Abbildung 3.35:** Vergleich der Ergebnisse von Dehnungsmessungen mit konventionellen Dehnmessstreifen und faseroptischen Sensoren bei unterschiedlichen Lastniveaus; Versuch R4-ooB, vertikaler Schenkel von Bügel 2

Es kann festgestellt werden, dass die beiden in dem betrachteten Abschnitt applizierten DMS den globalen Dehnungsverlauf, zumindest für die betrachteten Lastniveaus, nur unzureichend erfassen. Während der hintere Messstreifen (Koordinate bei 38 cm) den in diesem Bereich vorliegenden Peak im Dehnungsverlauf vergleichsweise gut widerspiegelt und ein lokales Fließplateau detektieren kann, lässt sich über den vorderen DMS (Koordinate bei 5 cm) nicht auf das zweite lokale Maximum der Dehnung schließen. Ungeachtet dessen, sollten die Dehnungen zusätzlich mithilfe von Dehnmessstreifen erfasst werden, um die Sinnhaftigkeit der faseroptischen Messergebnisse überprüfen zu können.

## 3.6 Ausziehversuche mit glattem Betonstahl

### 3.6.1 Allgemeines

Neben den Querkraftversuchen an Spannbetonträgerelementen wurden ergänzend 68 Ausziehversuche zur Untersuchung des Verbundverhaltens von glattem Betonstahl durchgeführt. Ziel dieser Versuche war es insbesondere, die Übertragbarkeit der Erkenntnisse aus den Querkraftversuchen (mit Rechteckquerschnitt und geripptem Betonstahl) auf glatten Betonstahl zu analysieren. Dabei wurden neben einer Überprüfung der nach Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] ansetzbaren Verbundspannungen glatter Stäbe anhand von Tastversuchen verschiedene Einflussfaktoren auf das Verbundverhalten beleuchtet. Abgesehen von Versuchen zum Einfluss der Betondruckfestigkeit, der Oberflächenrauigkeit, einer Querpressung sowie der Lage des Betonstahls bei der Betonage, lag der Fokus auf Untersuchungen zum Einfluss der konstruktiven Durchbildung von Stabenden aus glattem Betonstahl. Mit den nachstehenden Untersuchungen vergleichbare Auswertungen wurden teilweise auch von [Schauer, 2019] durchgeführt und ähnliche Ergebnisse erzielt.

### 3.6.2 Beschreibung der Versuchsserie

#### Versuchsprogramm und -durchführung

Tabelle 3.6 gibt einen Überblick über das Versuchsprogramm. Es wurden drei verschiedene Betonfestigkeitsklassen betrachtet und die Verbundlänge jeweils zwischen  $5 d_s$  und  $15 d_s$  variiert. Des Weiteren wurden verschiedene, für Bügelbewehrung typische, Stabdurchmesser zwischen 6 und 14 mm untersucht, die unterschiedliche Rauigkeiten aufwiesen. Die Oberflächenrauigkeiten  $R_a$  und  $R_z$  wurden nach DIN EN ISO 4287 [2010] mit dem Tastschnittverfahren an jeweils drei Bewehrungsstäben bestimmt und sind in Tabelle 3.6 mit angegeben. Bis auf den Betonstahl mit einem Stabdurchmesser von 14 mm, der einer abgerissenen Brücke entstammt, wurde ein gewalzter Rundstahl (Baustahl S 235) verwendet. Es wurden vier Tastversuche zur Analyse des Einflusses von Querdruck durchgeführt. Der Querdruck von 3,0 MPa wurde dabei über zwei gegenüberliegende Stahlplatten und vier Gewindestangen mit entsprechender Vorspannung aufgebracht. Darüber hinaus wurden jeweils vier Tastversuche realisiert, bei denen die Stäbe zum einen bei der Betonage in Betonierichtung ausgerichtet wurden und zum anderen bei denen die Stabenden mit Endhaken mit einer Hakenvorlänge von 10 bzw.  $15 d_s$  und einem Biegerollendurchmesser von  $d_B = 2 d_s$  ausgeführt wurden. Es wurde mit einer großen Streuung der Versuchsergebnisse gerechnet, weshalb jeweils drei Versuche für jede Kombination aus Stabdurchmesser und Verbundlänge zum Einfluss der Betondruckfestigkeit und Oberflächenrauigkeit gefahren wurden.

Die Versuche wurden größtenteils an die Vorgaben nach RILEM [1970] angepasst bzw. in Anlehnung an Rehm [1961] durchgeführt. So wurde für alle Versuche eine verbundfreie Vorlänge von  $5 d_s$  vorgesehen, um einen günstig wirkenden Querdruck infolge einer behinderten Querdehnung im Auflagerbereich zu verhindern. Auf der lastabgewandten Seite wurde demnach jeweils eine zweite Hülse angeordnet, um die jeweilige Verbundlänge einzustellen (siehe auch Abbildung 3.36). Die Probekörper wiesen eine Kantenlänge von 200 mm auf. Alle Stäbe wurden mit Aceton gründlich gereinigt und es wurde keine

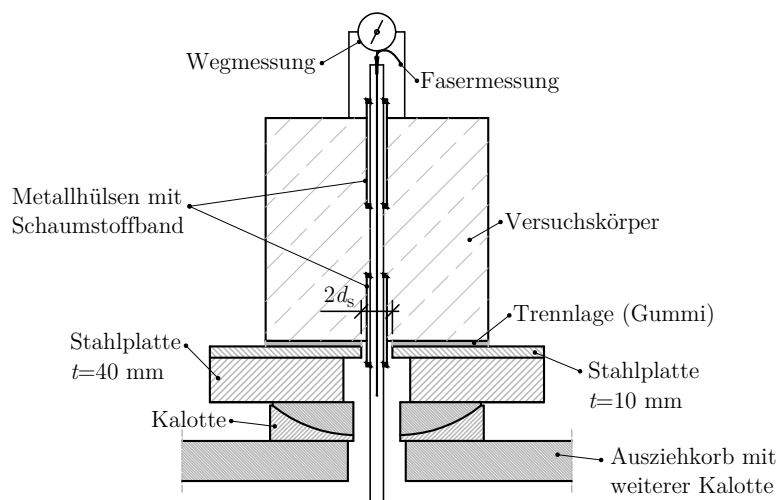
künstliche Aufrauung vorgenommen. Die Belastung wurde weggesteuert mit einer Geschwindigkeit zwischen 0,05 und 0,15 mm/s aufgebracht, so dass gemäß [RILEM, 1970] ein Versagen nach etwa 90 bis 120 Sekunden erreicht wurde. Der Beton wurde in zwei Lagen in die Schalung eingebracht, wobei dieser nach jeder Charge mit einem Innenrüttler verdichtet wurde. Die Versuchskörper wurden mit feuchten Tüchern abgedeckt und nach zwei Tagen ausgeschalt.

**Tabelle 3.6:** Übersicht des Versuchsprogramms der Ausziehversuche mit glattem Betonstahl

Nr.	∅ Stab [mm]	Verbund- länge	Beton	Lage	Querdruck [MPa]	Stabende	$R_a$ [μm]	$R_z$ [μm]
01-03	12	5 $d_s$	C30/37	waagrecht	0,0	gerade	1,412	8,174
04-06	12	10 $d_s$	C30/37	waagrecht	0,0	gerade	1,412	8,174
07-09	12	5 $d_s$	C40/45	waagrecht	0,0	gerade	1,412	8,174
10-12	12	10 $d_s$	C40/45	waagrecht	0,0	gerade	1,412	8,174
13-15	8	5 $d_s$	C30/37	waagrecht	0,0	gerade	2,921	14,883
16-18	8	10 $d_s$	C30/37	waagrecht	0,0	gerade	2,921	14,883
19-21	8	15 $d_s$	C30/37	waagrecht	0,0	gerade	2,921	14,883
22-24	6	5 $d_s$	C30/37	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
25-27	6	10 $d_s$	C30/37	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
28-30	6	15 $d_s$	C30/37	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
31-33	6	5 $d_s$	C40/45	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
34-36	6	10 $d_s$	C40/45	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
37-39	6	15 $d_s$	C40/45	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
40-41	6	5 $d_s$	C30/37	senkrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
42-43	6	10 $d_s$	C30/37	senkrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
44	6	5 $d_s$	C30/37	waagrecht	3,0	gerade	1,213	7,188
45	12	10 $d_s$	C30/37	waagrecht	3,0	gerade	1,412	8,174
46	6	10 $d_s$	C30/37	waagrecht	3,0	gerade	1,213	7,188
47	6	10 $d_s$	C30/37	waagrecht	3,0	gerade	1,213	7,188
48-49	6	-	C40/45	waagrecht	0,0	Haken, 10 $d_s$	1,213	7,188
50-51	6	-	C40/45	waagrecht	0,0	Haken, 15 $d_s$	1,213	7,188
52-54	12	5 $d_s$	C45/55	waagrecht	0,0	gerade	1,412	8,174
55-57	12	10 $d_s$	C45/55	waagrecht	0,0	gerade	1,412	8,174
58-60	6	5 $d_s$	C45/55	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
61-63	6	10 $d_s$	C45/55	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
64-66	6	15 $d_s$	C45/55	waagrecht	0,0	gerade	1,213	7,188
67-68	14	5 $d_s$	C45/55	waagrecht	0,0	gerade	2,706	15,627

## Messtechnik

Die Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstahl und Beton wurde am unbelasteten Stabende mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen. Für die Kraftmessung wurde, aufgrund der geringen Lasten, zum Teil eine Zug-Kraftmessdose mit einem Messbereich bis 10 kN verwendet. Ergänzend wurden auch für die Pull-out-Versuche faseroptische Sensoren auf den Bewehrungsstäben appliziert (Verklebung direkt auf dem Stab, ohne Nut). Es zeigte sich jedoch, dass die Fasermessung bei einem Ausziehversagen (aufgrund der hohen mechanischen Beanspruchung) für die meisten Versuchskörper bereits bei einem sehr geringen Schlupfwert ausfiel, so dass eine Dehnungsmessung in der Regel lediglich bis zum Ausfall des Haftverbundes möglich war. Bei zwei Versuchskörpern wurde ergänzend bereits die Herstellung mithilfe von faseroptischen Sensoren messtechnisch begleitet, um die Eigenspannungen infolge Hydratationswärme und Schwinden zu ermitteln. Abbildung 3.36 zeigt den grundsätzlichen Versuchsaufbau und die verwendete Messtechnik.



**Abbildung 3.36:** Versuchsaufbau und Probekörper mit Messtechnik für die Pull-out-Versuche

## Materialeigenschaften

Tabelle 3.7 fasst die Materialeigenschaften des für die Pull-out-Versuche verwendeten Betons zusammen.

**Tabelle 3.7:** Materialeigenschaften des für die Pull-out-Versuche verwendeten Betons

Beton	$f_{cm,cyl}^1$ [MPa]	$f_{cm,cub}^2$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}^3$ [MPa]	$E_{cm}^4$ [MPa]	LP-Gehalt [Vol.-%]	Ausbreitmaß [mm]
C30/37	39,6	44,9	3,0	32 111	0,8	475
C40/50	48,6	57,0	3,6	35 966	0,8	540
C45/55	50,5	61,0	3,8	37 357	1,6	500

<sup>1</sup> Mittelwert aus jeweils 9 Versuchen

<sup>3</sup> Mittelwert aus jeweils 3 Versuchen

<sup>2</sup> Mittelwert aus jeweils 10 Versuchen

<sup>4</sup> Mittelwert aus jeweils 3 Versuchen

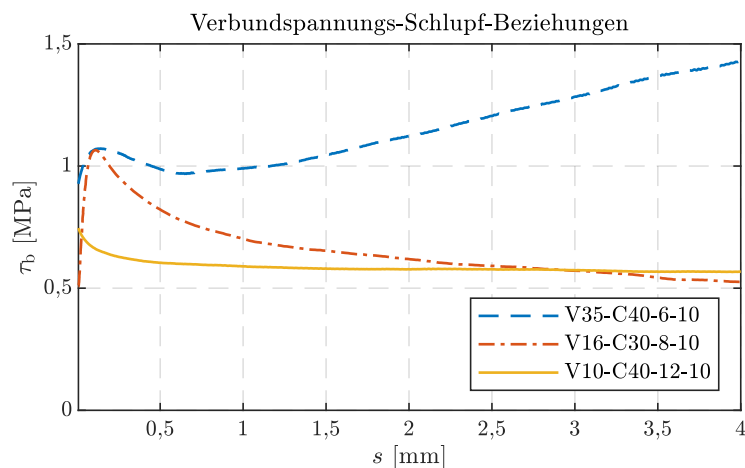
Für alle Versuche ohne Endhaken trat ein Ausziehversagen auf, wobei der Stahl nicht ins Fließen geriet. Demnach spielen die Materialeigenschaften des Betonstahls lediglich eine Rolle für die Versuche mit Haken, für die in Begleitversuchen eine mittlere Streckgrenze von 577 MPa ermittelt wurde.

### 3.6.3 Ergebnisse und Erkenntnisse der Versuche

Die nachfolgende Bezeichnung der einzelnen Versuche erfolgt entsprechend der in Tabelle 3.6 gewählten Nummerierung, wobei zusätzlich die zugehörige Betondruckfestigkeitsklasse, der Stabdurchmesser sowie die Verbundlänge angegeben werden. Die Bezeichnung „V35-C40-6-10“ entspricht somit dem Versuch Nummer 35, mit einer Betondruckfestigkeitsklasse C40/45, einem Stabdurchmesser von 6 mm und einer Verbundlänge von  $10 d_s$ . Nachfolgend werden hauptsächlich die Versuchskörper mit einem Stabdurchmesser von 6, 8 und 10 mm berücksichtigt, da es durch das Extrahieren des alten Betonstahls aus der Bestandsbrücke teilweise zu einem Aufrauen der Oberfläche kam, was zu einer Erhöhung der Verbundspannungen führte.

#### Einfluss von Stabdurchmesser und Oberflächenrauigkeit

In Abbildung 3.37 ist der Einfluss des Stabdurchmessers sowie der Oberflächenrauigkeit auf das Verbundverhalten des glatten Betonstahls anhand typischer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen veranschaulicht. Die mittleren Verbundspannungen wurden dabei konventionell aus der gemessenen Maschinenkraft und der Schlupfwert am unbelasteten Stabende ermittelt.



**Abbildung 3.37:** Typische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Stabdurchmesser 6, 8 und 12 mm mit jeweils unterschiedlichen Oberflächenrauigkeiten (zugehörige Rauigkeitswerte siehe Tabelle 3.6)

Es wird ersichtlich, dass die Verläufe der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen teilweise deutlich voneinander abweichen. Innerhalb einer Versuchsreihe weisen die Einzelversuche für den jeweiligen Stabdurchmesser allerdings alle sehr ähnliche Charakteristika auf.

Für die Versuche mit einem Stabdurchmesser von 6 mm (und entsprechender Oberflächenrauigkeit) zeigt die Auswertung, dass ein lokales Maximum der Verbundspannung, nach Ausfall des Haftverbundes, bei einem Schlupf von circa 0,1 mm auftrat und es anschließend zunächst zu einem geringen Abfall der Verbundspannung kam. Ab einem Schlupfwert von in etwa 0,6 mm stieg die Verbundspannung jedoch wieder geringfügig an und erreichte sogar einen höheren Wert als bei Überschreitung des Haftverbundes. Der erneute Anstieg der Verbundspannung nach Überschreiten des Haftverbundes ist auf eine sperrkeilartige Wirkung von abgelösten feinen Betonpartikeln in der Kontaktfläche (bei glatten Spannstählen auch als „lack of fit“ bekannt, siehe z. B. [Bülte, 2008]) zurückzuführen, wie sie auch bereits von Preuß [1909] und Preuß [1910] für glatten Betonstahl festgestellt wurde. Die Verklemmung dieser Kleinstpartikel im Betonkanal kann zu einer Erhöhung des Reibwiderstands und somit zu einer Erhöhung der Verbundspannungen führen. Auch für die Stäbe mit einem Durchmesser von 8 mm kam es zunächst zu einer Steigerung der Verbundspannung nach Ausfall des Haftverbundes, mit einem lokalen Maximum bei ebenfalls circa 0,1 mm, die jedoch deutlich größer ausfiel als für die Versuchskörper mit einem Stabdurchmesser von 6 mm. Mit weiterer Zunahme des Schlupfs kam es jedoch zu keinem erneuten Anstieg der Verbundspannung, sondern zu einer Abnahme der Verbundspannung, die auf eine reduzierte Reibung mit zunehmendem Ausziehweg (aufgrund der Einebnung des Betonkanals) zurückzuführen ist (vgl. hierzu auch [Diederichs, 1983]). Diese Beobachtungen lassen sich auf die im Vergleich zu den anderen Stabdurchmessern weitaus größeren Werte der Rautiefe und des Mittenrauhwerts (vgl. Tabelle 3.6) zurückführen. Die großen Rautiefen (zugehöriges Rauheitsprofil siehe Anhang B) führten womöglich zu einer deutlich reduzierten sperrkeilartigen Klemmwirkung aufgrund von Feinstpartikeln. Im Vergleich zu den restlichen Versuchen konnte bei den Prüflingen mit einem Stabdurchmesser von 12 mm keine Erhöhung der Verbundspannungen nach Überwindung des Haftverbundes festgestellt werden. Ebenso war, wie für die Versuche mit 8 mm Stabdurchmesser, keine weitere Erhöhung der Verbundspannung mit zunehmendem Schlupf beobachtbar und die Verbundspannung verblieb bei weiterer Verschiebung auf einem nahezu konstanten Niveau. Durch ein Aufspalten der Versuchskörper wurde ersichtlich, dass die entsprechenden Versuchskörper eine vergleichsweise poröse Zementsteinmatrix aufwiesen, die vermutlich zu einer geringeren Verzahnung und somit zu einer Reduktion der Verbundspannung führte. Womöglich sind die genannten Abweichungen für die Stäbe mit einem Durchmesser von 12 mm auch auf eine stärkere Reaktion des für die Applikation der faseroptischen Messfasern verwendeten Klebstoffs mit der Zementmatrix oder eine unterschiedliche Verteilung der Vernarbungsgrößen an der gesamten Rauigkeit, aufgrund des unterschiedlichen Walzprozesses der Stäbe, zurückzuführen (vgl. [Rehm, 1961]). Die Versuchsergebnisse bestätigen somit die bereits bekannte starke Abhängigkeit des Verbundverhaltens der glatten Stäbe von der Oberflächenrauigkeit des Betonstahls.

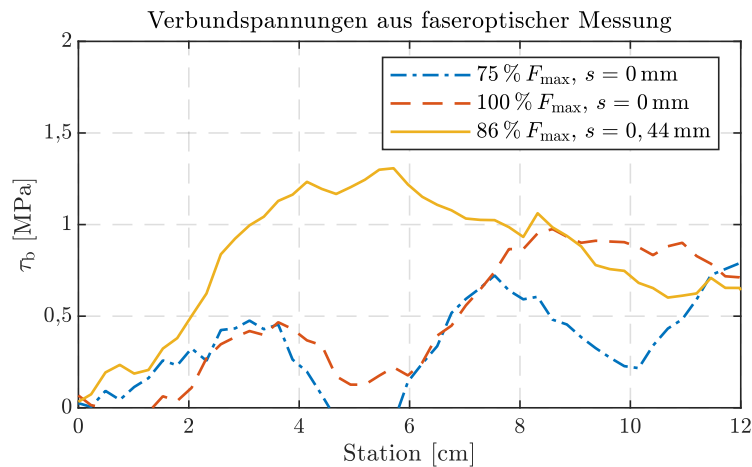
### Lokale Verteilung der Verbundspannungen

Abbildung 3.38 zeigt exemplarisch die über faseroptische Messungen entlang der Verbundlänge ermittelte Verteilung der Verbundspannungen für unterschiedliche Lastniveaus vor und nach Überschreitung des Haftverbundes für Probekörper V57-C45-12-10. Für diesen Versuch konnte die Fasermessung bis zu einem Schlupfwert von  $s = 0,4$  mm aufrechterhalten werden. Die Werte der Verbundspannung

wurden dabei aus der Ableitung des Verzerrungsverlaufs entlang der Stabachse nach der folgenden Differentialgleichung berechnet:

$$\tau(x_i) = \frac{d\varepsilon(s, x_i)}{dx} \cdot \frac{E \cdot d_s}{4} \quad (3.2)$$

Für die Ermittlung der Verbundspannung aus der Stahldehnungsänderung wurde die Betonverzerrung vereinfacht vernachlässigt, was aufgrund der im Vergleich zur Stahldehnung weitaus geringeren Verzerrungswerte jedoch nur zu einem vernachlässigbar kleinen Fehler führt. Die Ableitung des Verzerrungsverlaufs entlang der Stabachse wurde über den Differenzenquotienten zwischen den einzelnen Stationswerten der faseroptischen Messung ermittelt. Der so gewonnene Verlauf wurde anschließend über einen Savitzky-Golay Filter 5. Ordnung über 15 Werte geglättet. Hierdurch kam es zu keiner nennenswerten Verfälschung der Ergebnisse, was über einen Vergleich der gemessenen Verzerrung mit der aufintegrierten, gefilterten Verzerrungsänderung überprüft wurde.



**Abbildung 3.38:** Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verbundlänge in Abhängigkeit der Kraft und des Schlupfwertes  $s$  (am unbelasteten Stabende) aus faseroptischen Messungen für Versuch V57-C45-12-10; unbelastetes Stabende bei Station 0 cm

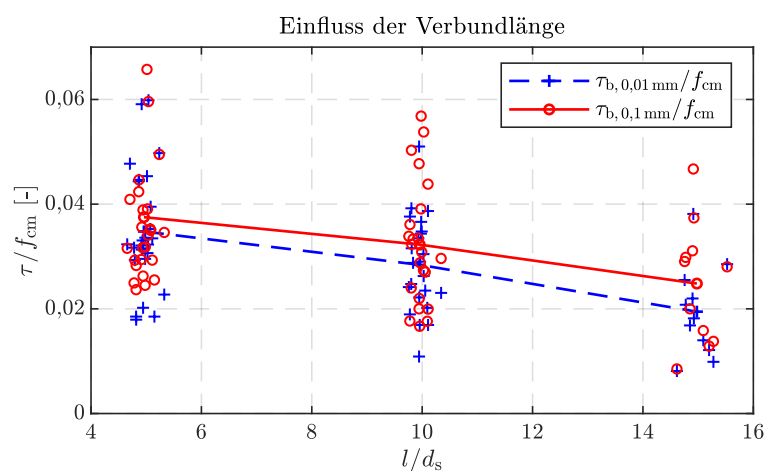
Die Versuchsergebnisse der faseroptischen Messungen bestätigen den bekannten Zusammenhang, dass die Verbundspannungen für den vorliegenden Ausziehversuch nicht gleichmäßig, sondern nichtlinear über die Stablänge verteilt sind und sich diese Verteilung in Abhängigkeit der Belastung verändert. So wird ersichtlich, dass sich das Maximum der Verbundspannung mit zunehmender Belastung bzw. Verschiebung hin zum unbelasteten Stabende verschiebt, was bereits anhand von Ausziehversuchen mit mehreren Dehnmessstreifen entlang der Stabachse festgestellt werden konnte [Mains, 1951; Djarby, 1952; Schmidt-Thrö et al., 1988]. Die Verschiebung des Verbundspannungsmaximums hin zum unbelasteten Stabende lässt sich auf unterschiedliche Schlupfwerte entlang der Stabachse zurückführen. Der größte Schlupfwert befindet sich demnach am belasteten und der geringste Schlupfwert am unbelasteten Stabende. Da die örtliche Verbundspannung vom Schlupf abhängig ist, verlagert sich folglich das Verbundspannungsmaximum entsprechend der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit zunehmender Belastung, und somit zunehmendem Schlupf, hin zum unbelasteten Stabende. Nach Einsetzen des Schlupfes zeigt sich zudem ein Maximum der Verbundspannungen im mittleren



Bereich, die womöglich auf eine Sperrkeilwirkung von Mikroteilchen im Betonkanal zurückgeführt werden kann. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass eine Querpressung die örtliche Verteilung der Verbundspannungen wiederum maßgeblich verändern kann und die oben genannten Beobachtungen in diesem Fall nicht zwingend bestätigt werden können [Schmidt-Thrö et al., 1988]. Daraus kann geschlossen werden, dass das gängige Verfahren einer Schlupfmessung am unbelasteten Stabende alleine nicht zwingend eine zuverlässige Beurteilung der Schlupfverteilung, und somit auch der Verteilung der Verbundspannungen, über die Verbundlänge ermöglicht (vgl. auch [Windisch, 1985]). Da die Ausziehkraft am Stabende dem Integral der Verbundspannungen über die Stablänge entspricht, ist das Maximum der über die quasi-kontinuierliche Fasermessung ermittelten Verbundspannungen größer als der Wert unter Annahme einer konstanten Verteilung über die Verbundlänge (vgl. hierzu auch die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch V57-C45-12-10 in Anhang B mit  $\tau_{b,0,01} = 1,02 \text{ MPa}$  und  $\tau_{b, \max} = 1,55 \text{ MPa}$ ).

### Einfluss der Verbundlänge

Aufgrund der genannten örtlichen, vom Schlupf abhängigen Verteilung der Verbundspannungen entlang der Stabachse sinkt der gemittelte Wert der Verbundspannung mit zunehmender Verbundlänge und die Annahme einer konstanten Verteilung der Verbundspannungen trifft immer weniger zu [Mörsch, 1908]. Dies gilt sowohl für gerippten [Eibl et al., 1998; Richter, 1984] als auch für glatten Betonstahl [Abrams, 1913; Roš, 1950]. Die Auswertung der eigenen Versuche in Abbildung 3.39 zeigt ebenfalls eine Abnahme der mittleren Verbundspannung mit zunehmender Verbundlänge und bestätigt somit den Einfluss.



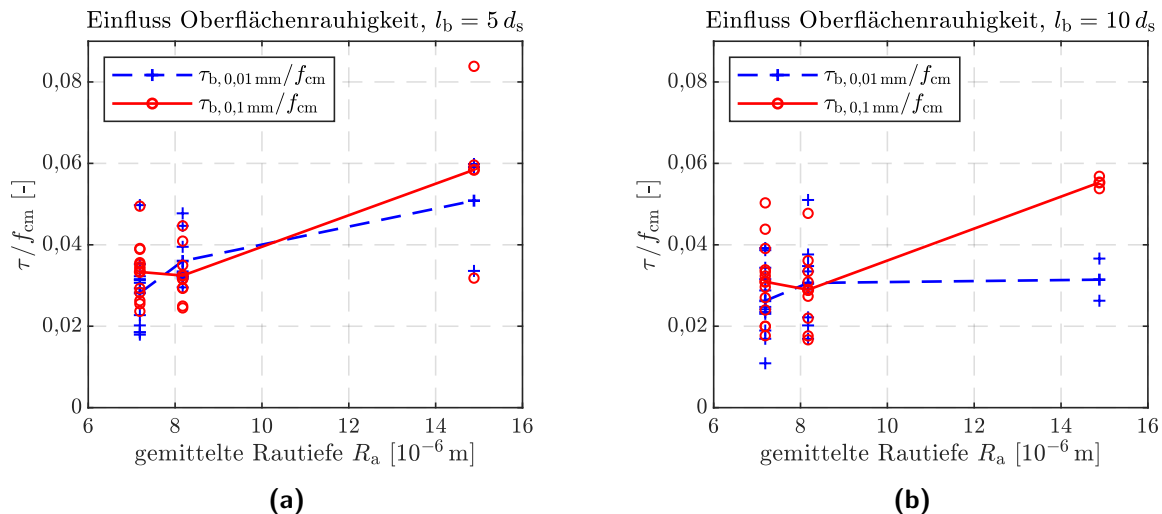
**Abbildung 3.39:** Einfluss der Verbundlänge auf die Druckfestigkeit-bezogene mittlere Verbundspannung; Einzelwerte und Darstellung der jeweiligen Mittelwerte als Kurven

Das Vorhandensein von Querpressungen kann jedoch wiederum zu genau gegenteiligen Effekten führen, so dass mit einer Vergrößerung der Verbundlänge eine Zunahme der mittleren Verbundspannung einhergeht [Schmidt-Thrö et al., 1988]. Mit den aus Ausziehversuchen mit kurzen Verbundlängen ermittelten Verbundgesetzen lässt sich, sowohl für glatte als auch für gerippte Bewehrung, somit

nur näherungsweise auf das Verbundverhalten von Stäben mit langen Verbundlängen, wie diese bei Bügelbewehrung je nach Lage des den Bügel kreuzenden Schubstrisses vorliegen können, schließen [Schmidt-Thrö et al., 1988].

### Einfluss der Oberflächenrauigkeit

Abbildung 3.40 stellt den Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Druckfestigkeit-bezogene mittlere Verbundspannung für Verbundlängen von 5 und 10  $d_s$  dar. Es wird ersichtlich, dass die Oberflächenrauigkeit einen wesentlichen Einflussfaktor auf das Verbundverhalten von glattem Betonstahl darstellt. Sowohl der Haftverbund als auch die Reibung beim Ausziehvorgang werden mit zunehmender Oberflächenrauigkeit des glatten Betonstahls deutlich gesteigert, was die Erkenntnisse aus vorangegangenen Untersuchungen bestätigt [Kleinlogel, 1911; Probst, 1909].

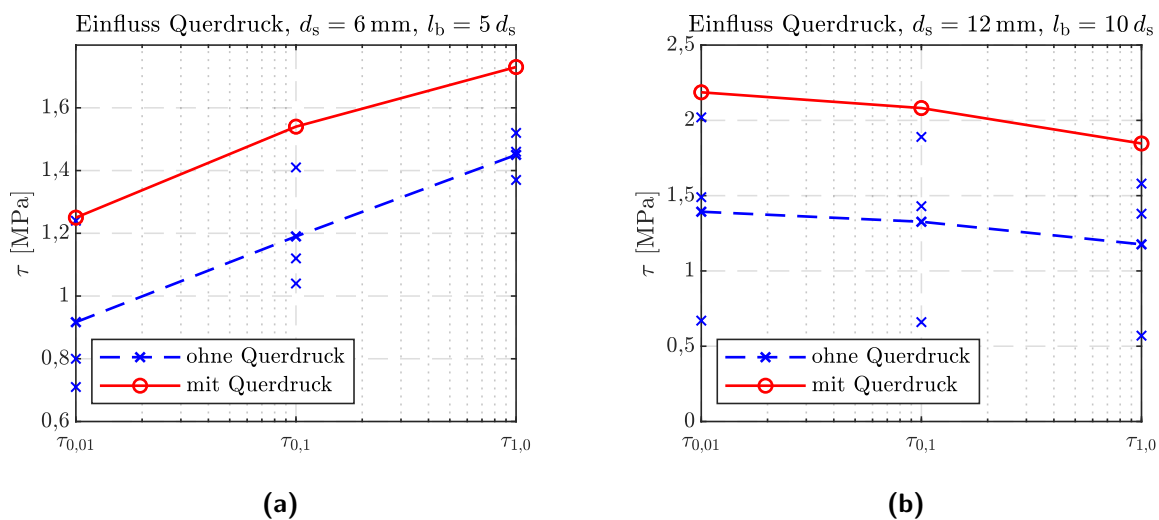


**Abbildung 3.40:** Einfluss der Oberflächenrauigkeit auf die Druckfestigkeit-bezogene mittlere Verbundspannung für eine Verbundlänge von **(a)**  $5 d_s$  und **(b)**  $10 d_s$

Rehm [1961] liefert als Erklärung für den Reib- und Haftverbund glatter Betonstähle die Verzahnung der mikroskopisch kleinen Oberflächenunebenheiten des Stahls mit Mörtelspitzen im Zementstein, wobei die Anteile der kleinen, mittleren und groben Vernarbungen an der Gesamtrauigkeit das Verbundverhalten beeinflussen. Des Weiteren nimmt Rehm [1961] eine Klassifizierung glatter Rundstähle anhand der Narbtiefe vor, wobei er aufgrund der stark schwankenden Oberflächenrauigkeit keine diskreten Werte sondern lediglich entsprechende Bereiche der Narbtiefe vorgibt, die zu einem breiten Streubereich für die ansetzbare Verbundspannung führen. Der Zustand der Oberfläche von glattem Betonstahl wird durch herstellungs- (Walz- bzw. Ziehprozesse) oder umweltbedingte Einflüsse (z. B. Korrosion) bestimmt, wobei größere Rostnarben wie örtliche Rippen wirken können [Rostásy, 1984]. Somit ist die Oberflächenbeschaffenheit des glatten Betonstahls großen Schwankungen ausgesetzt, was zu erheblichen Streuungen der Verbundeigenschaften führen kann.

### Einfluss einer Querpressung

Auch der Einfluss einer Querpressung auf das Verbundverhalten von glattem Betonstahl wurde anhand von einzelnen Tastversuchen untersucht. Hierzu wurde eine Querpressung von ca. 3,0 MPa über zwei parallele Stahlplatten sowie vier Gewindestangen mit entsprechender Vorspannung auf die Probekörper aufgebracht. Abbildung 3.41 zeigt den Einfluss des Querdrucks von 3,0 MPa auf die mittlere Verbundspannung für einen Stabdurchmesser von 6 mm und eine Verbundlänge von  $l_b = 5 d_s$  sowie für einen Stabdurchmesser von 12 mm und eine Verbundlänge von  $l_b = 10 d_s$ . Da je Konstellation von Stabdurchmesser und Verbundlänge jeweils nur ein einzelner Versuch durchgeführt wurde, sind nur tendenzielle Aussagen zum Einfluss einer Querpressung auf das Verbundverhalten möglich.



**Abbildung 3.41:** Einfluss von Querdruck auf die mittlere Verbundspannung für einen Stabdurchmesser und eine Verbundlänge von **(a)**  $d_s = 6 \text{ mm}$  und  $l_b = 5 d_s$  sowie **(b)**  $d_s = 12 \text{ mm}$  und  $l_b = 10 d_s$

Wie aus der Literatur bekannt, wirkte sich der Querdruck günstig auf das Verbundverhalten aus, siehe z. B. [Dörr, 1980; Robins u. Standish, 1984; Navaratnarajah u. Speare, 1986; Schmidt-Thrö et al., 1988; Xu et al., 2011]. Für die vorliegenden Versuche führte die Querpressung, je nach Verbundlänge bzw. Stabdurchmesser, zu einer Erhöhung der mittleren Verbundspannung um 19 % bis 57 %. Die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton wird bereits bei dem geringen vorhandenen Querdruck herausgezögert. Aus der Literatur ist jedoch bekannt, dass sich die mittleren Verbundspannungen ab einer Querdruckspannung von 40 % der Betondruckfestigkeit wieder reduzieren, was auf eine Mikrorissbildung bzw. erhöhte Spaltrissbildung zurückzuführen ist [Lindorf, 2011; Navaratnarajah u. Speare, 1986]. Im Gegensatz dazu wirken sich Querzugspannungen ungünstig auf das Verbundverhalten aus, da diese zu einer Rissbildung und somit zu einer Reduktion des Haftverbundes sowie des Gleitwiderstandes führen können [Lindorf, 2011; Ritter, 2013; Brantschen et al., 2016]. Für die Verankerung von Bügelbewehrung ist der Einfluss von Querdruck und -zug von großer Bedeutung, da die Bügelschlösser oder geraden Stabenden nicht normenkonform ausgeführter Querkraftbewehrung

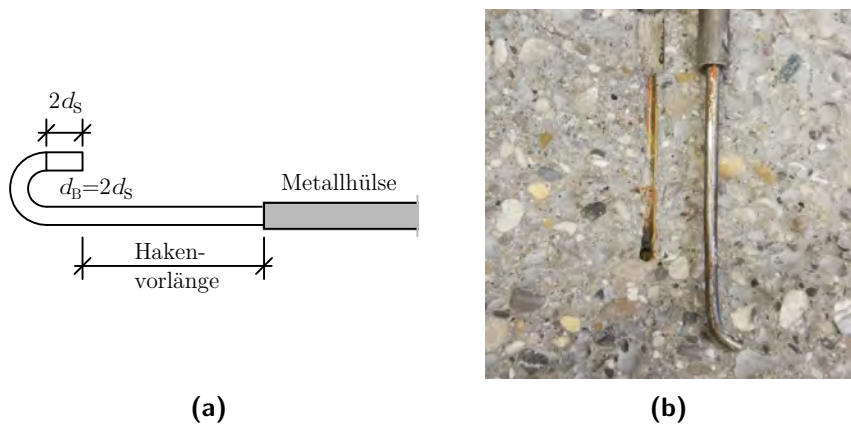
sowohl in der Druck- als auch in der Zugzone liegen können. Darüber hinaus kann für Bügelbewehrung Querdruck infolge Vorspannung oder Auflagerpressung auftreten.

### Einfluss von Haken am Stabende

Wie bereits in Kapitel 2.5 erläutert, wurde seit Einführung der DAfEb [1916] in Deutschland für die Verankerung glatter Bewehrung die Ausbildung eines Hakens (zunächst rund oder spitzwinklig, mit einem Biegerollendurchmesser von mindestens  $2,5 d_s$ ) sowohl bei Endverankerungen als auch bei Übergreifungsstößen gefordert. Für Stabdurchmesser  $\leq 25$  mm galt der Haken als ausreichende punktuelle Verankerung, so dass kein weiterer Nachweis erforderlich war. Im Gegensatz dazu wird der günstige Einfluss von Haken am Stabende nach aktueller Normung für die Nachrechnung von Brücken lediglich über einen Beiwert  $\alpha_a = 0,7$  berücksichtigt [DIN-FB-102, 2009]. Um zu überprüfen, ob die Ausführung der Stabenden mit Haken zu einer vollen Ausnutzung bis zur Streckgrenze führt, und der Ansatz der Haken als punktuelle Verankerung analog zu DAfEb [1916] somit gerechtfertigt ist, wurden vier Tastversuche mit Haken am Stabende durchgeführt. Der Einfachheit halber wurde für die Stäbe mit Haken keine Schlupfmessung durchgeführt. Tabelle 3.8 gibt einen Überblick über die Ergebnisse der entsprechenden Versuche und Abbildung 3.42 stellt die untersuchte Hakengeometrie dar.

**Tabelle 3.8:** Ergebnisse der Versuche mit Haken am Stabende

Nr.	Durchmesser [mm]	gerade Hakenvorlänge	$F_{\max}$ [kN]	$\sigma_{\max}$ [MPa]	$\sigma_{\max}/f_{ym}$
48	6	$10 d_s$	14,83	524,57	90,91
49	6	$10 d_s$	15,36	543,25	94,15
50	6	$15 d_s$	16,56	585,69	101,51
51	6	$15 d_s$	15,29	540,70	93,71



**Abbildung 3.42:** (a) Geometrie der Haken am Stabende für die durchgeführten Versuche und (b) gerade gezogenes Stabende mit Haken nach dem Versuch (gespaltener Versuchskörper)

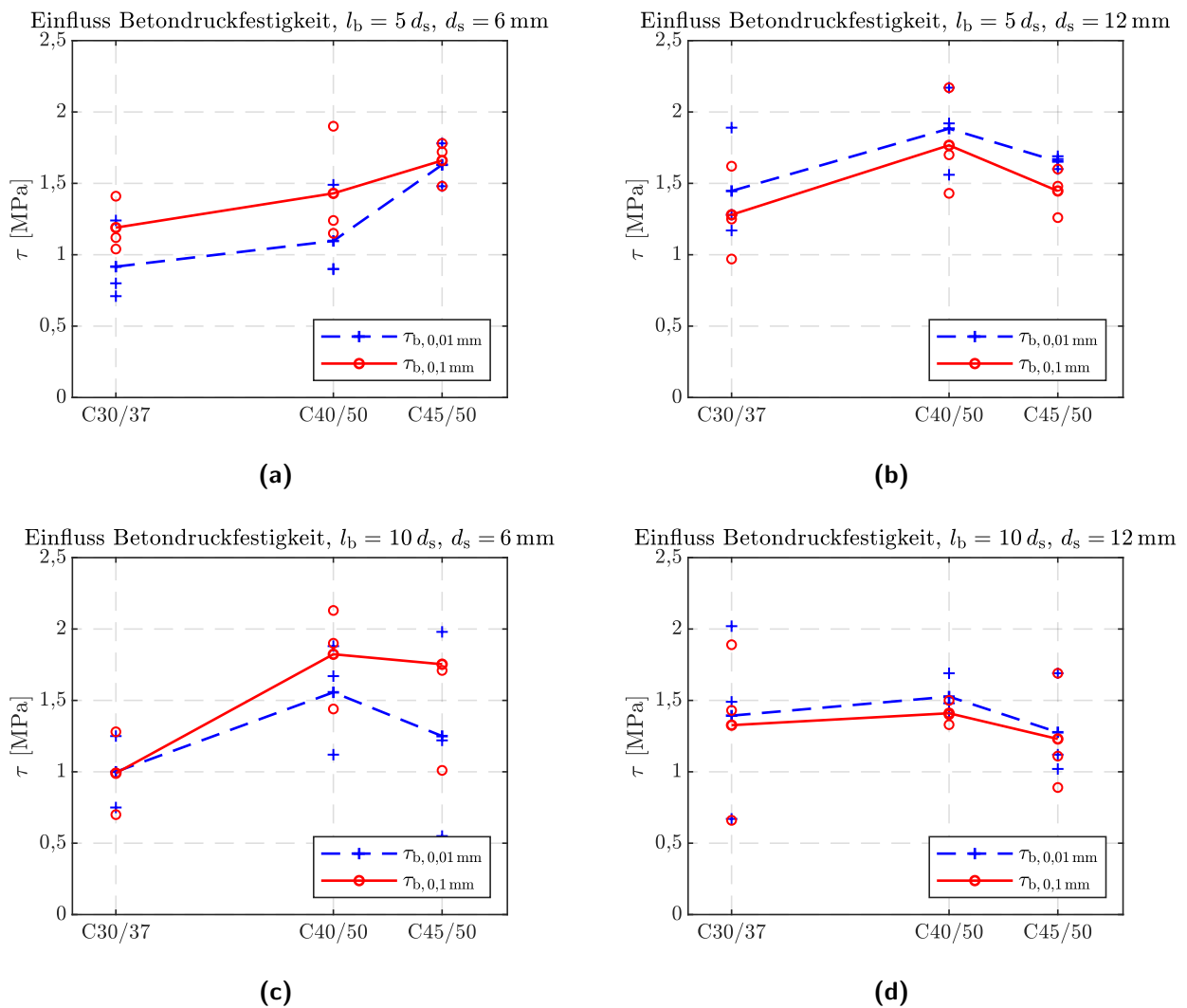
Die Versuche zeigen, dass die Streckgrenze ( $f_{ym} = 577 \text{ MPa}$ ) im Mittel zu über 95 % ausgenutzt wurde. Das Versagen der Prüfkörper stellte sich dergestalt ein, dass die Haken am Stabende durch die Zugbelastung nahezu vollständig gerade gezogen wurden (vgl. Abbildung 3.42a), was auf ein lokales Plastifizieren des Stahls hindeutet. Die Ergebnisse der Tastversuche zeigen somit, dass die Ausführung der Stabenden mit Haken - entsprechend der damaligen geometrischen Vorgaben nach Norm - als vollständige punktuelle Verankerung ansetzbar ist und der Beiwert  $\alpha_a = 0,7$  nach DIN-FB-102 [2009] zur Berücksichtigung des günstigen Einflusses von Haken somit stark auf der sicheren Seite liegt. Demnach können die Erkenntnisse von Bach u. Graf [1911], zumindest für den untersuchten Durchmesser, bestätigt werden. Es sei jedoch darauf hingewiesen, dass sich die Wirksamkeit der Haken durch Rissbildung reduzieren bzw. ein wesentlich größerer Schlupf für die Aktivierung notwendig werden kann [Brantschen et al., 2016].

### **Einfluss der Betondruckfestigkeit**

Einen weiteren sehr wichtigen Einflussfaktor auf das Verbundverhalten stellt die Festigkeit des Betons, zumeist über die Betondruckfestigkeit ausgedrückt, dar. Eine Erhöhung der Betondruckfestigkeit führt sowohl zu einer Steigerung der maximalen mittleren Verbundspannung als auch zu einem Anstieg der Verbundsteifigkeit. Im Vergleich zu geripptem Stahl, für den bei Scherverbund als dominierende Verbundwirkung grundsätzlich eine lineare Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit vorliegt [Rüsch, 1956], steht die Verbundspannung für glatten Stahl nach Martin u. Noakowski [1961] in einer nichtlinearen Abhängigkeit zur Betondruckfestigkeit:

$$\tau_b \approx \sqrt{f_c} \quad (3.3)$$

Abbildung 3.43 stellt den Zusammenhang zwischen mittlerer Verbundspannung und Betondruckfestigkeit der eigenen Versuche für unterschiedliche Stabdurchmesser und Verbundlängen dar. Grundsätzlich zeigt sich - wie erwartet - mit zunehmender Betondruckfestigkeit auch eine Erhöhung der mittleren Verbundspannung. Für die untersuchte höchste Druckfestigkeit (Betonfestigkeitsklasse C45/50) zeigt sich jedoch wiederum eine Abnahme der mittleren Verbundspannung. Diese Reduktion lässt sich mit dem erhöhten Luftporengehalt des verwendeten Betons für diese Festigkeitsklasse begründen (vgl. Tabelle 3.7). Somit zeigt sich, dass auch der Luftporengehalt des Betons einen deutlichen Einfluss auf die Verbundeigenschaften von glattem Betonstahl haben kann.



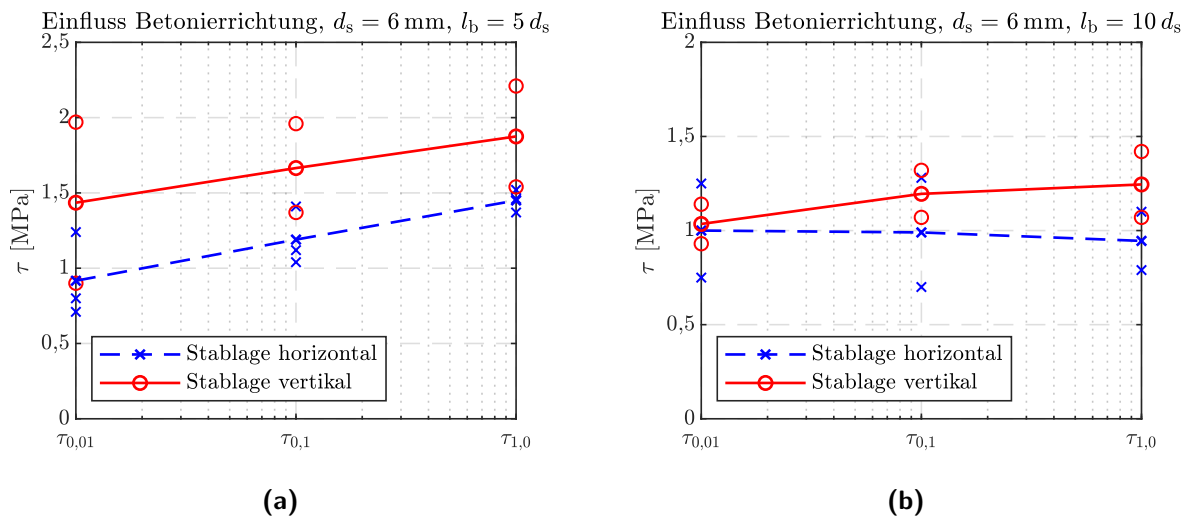
**Abbildung 3.43:** Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die mittlere Verbundspannung für:

- (a) Stabdurchmesser  $d_s = 6$  mm und Verbundlänge  $l_b = 5 d_s$
- (b) Stabdurchmesser  $d_s = 12$  mm und Verbundlänge  $l_b = 5 d_s$
- (c) Stabdurchmesser  $d_s = 6$  mm und Verbundlänge  $l_b = 10 d_s$
- (d) Stabdurchmesser  $d_s = 12$  mm und Verbundlänge  $l_b = 10 d_s$

### Sonstige Einflussfaktoren

Neben den genannten hauptsächlichen Einflussfaktoren liegen eine Reihe weiterer Parameter vor, die das Verbundverhalten von glattem Betonstahl beeinflussen können. Ein weiterer Aspekt mit Bezug zum Brückenbau, der im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter untersucht wurde, sind die Auswirkungen einer zyklischen Belastung auf das Verbundverhalten von glatter Bewehrung. So stellten unter anderem Homann [1909] sowie Graf u. Brenner [1939] fest, dass der Gleitwiderstand glatter Bewehrung bei zyklischer Belastung auf den 0,4 bis 0,7-fachen Wert abfallen kann, da es mit steigender Lastwechselzahl zu einem Abreiben der Mörtelspitzen im Betonkanal kommt. Im Zuge der vorliegenden Untersuchungen wurden ergänzend die Einflüsse aus Betonierrichtung und

Herstellung analysiert. Die Auswertung der Versuche in Abbildung 3.44 zeigt einen deutlichen Einfluss der Betonierrichtung auf das Verbundverhalten von Rundstahl. Wie aus der Literatur bekannt (vgl. z. B. Martin u. Noakowski [1961]), führte ein vertikaler Einbau der Stäbe zu einer Zunahme der mittleren Verbundspannung von bis zu 57 %. Im Kontext zum Verbundverhalten von Bügelbewehrung aus glattem Stahl zeigt sich somit ein positiver Einfluss für die relevanten vertikalen Bügelteile. Begleitende Messungen während der Herstellung der Versuchskörper mit faseroptischen Sensoren zeigten zunächst eine Dehnung des Betonstahls infolge Abfließens der Hydratationswärme nach 24 h von bis zu  $150 \mu\epsilon$ . Nach Entwicklung von Verbundspannungen wurde diese Dehnung durch das Schwinden und Abkühlen des Betons anschließend wieder auf einen Wert von ca.  $50 \mu\epsilon$  nach 72 h reduziert. Es zeigt sich für die vorliegenden Versuche somit nur ein vergleichsweise geringer Einfluss. Für massige Bauteile oder höherfeste Betone mit einer stärkeren Hydratationswärmeentwicklung kann das Verbundverhalten durch herstellungsbedingte Eigenspannungen jedoch deutlich beeinflusst werden.



**Abbildung 3.44:** Einfluss der Betonierrichtung auf die mittlere Verbundspannung für eine Verbundlänge von (a)  $5 d_s$  und (b)  $10 d_s$

### 3.6.4 Vergleich der ermittelten Verbundspannungen

Nach der Einführung von Betonrippenstahl wurden nur noch sehr wenige Versuche zum Verbundverhalten von Glattstahl (vgl. z. B. [Feldman u. Cairns, 2017]) durchgeführt, wodurch die meisten vorhandenen Versuchsergebnisse aus den Jahren bis 1960 stammen. Aufgrund von fehlenden Gerätschaften wurde dabei leider nur in den wenigsten Fällen eine Messung der Oberflächenrauigkeit, die wie bereits erwähnt einen zentralen Einfluss auf die Verbundeigenschaften von Glattstahl ausübt, durchgeführt. Rehm [1961] führte erstmals Messungen der Rautiefe und eine Klassifizierung von glattem Betonstahl nach der Oberflächenrauigkeit durch, wobei die entsprechenden Ausziehversuche mit einer sehr kurzen Verbundlänge von lediglich  $1 d_s$  realisiert wurden. Für die vorliegenden Versuche mit Narbtiefen kleiner  $30 \mu\text{m}$  gibt Rehm [1961] eine mittlere Verbundspannung von 4 bis 6 % der Betondruckfestigkeit an. Für die maximalen Verbundspannungen aus der faseroptischen Messung,

die aufgrund der sehr kurzen Übergreifungslänge für den Vergleich angesetzt wurden, ergeben sich Verbundspannungen im Bereich zwischen 5 und 15 % der Betondruckfestigkeit. Somit zeigt sich eine gute Übereinstimmung mit den Versuchen von Rehm [1961].

Weiterführend wurden die experimentell ermittelten mittleren Verbundspannungen mit den Werten für Glattstahl nach Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015], Model Code [2010] und OENORM B 4008-2: [2019] verglichen. Hierzu wurden gute Verbundbedingungen angenommen und die Versuche mit Querpressung, vertikaler Stablage beim Betonieren sowie mit Haken nicht berücksichtigt. Für den Vergleich wurde der Mittelwert aus den Maxima der Verbundspannungen für Schlupfwerte von 0,01, 0,10 und 1,00 mm der Einzelversuche ermittelt, keine Sicherheiten bei den normativ ansetzbaren Werten berücksichtigt und die im Versuch ermittelten Mittelwerte der Betondruckfestigkeit angesetzt. Tabelle 3.9 stellt den Vergleich der mittleren Verbundspannungen dar.

**Tabelle 3.9:** Vergleich der experimentell ermittelten und nach Model Code [2010] sowie Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] für gute Verbundbedingungen ansetzbaren mittleren Verbundspannungen

$f_{cm,cyl}$	$\varnothing$ Stab	$\tau_{bm}$ Test	$\tau_{bm}$ NaRil	$\tau_{bm}$ MC2010, Draht <sup>1</sup>	$\tau_{bm}$ MC2010, Stab <sup>2</sup>	ÖNORM B 4008-2
[MPa]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
39,6	6	<b>1,28</b>	2,27	0,63	1,89	2,45
39,6	8	<b>2,28</b>	2,27	0,63	1,89	2,45
39,6	12	<b>1,46</b>	2,27	0,63	1,89	2,45
48,6	6	<b>1,81</b>	2,51	0,70	2,09	2,79
48,6	12	<b>1,71</b>	2,51	0,70	2,09	2,79
50,5	6	<b>1,72</b>	2,56	0,71	2,13	2,87
50,5	12	<b>1,47</b>	2,56	0,71	2,13	2,87
50,5	14	<b>3,65</b>	2,56	0,71	2,13	2,87

<sup>1</sup> mittlere Verbundspannungen für kaltgezogenen Draht und gute Verbundbedingungen

<sup>2</sup> mittlere Verbundspannungen für warmgewalzte Stäbe und gute Verbundbedingungen

Der Vergleich zeigt, dass die Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] sowie die OENORM B 4008-2: [2019] die mittleren Verbundspannungen aus den Versuchen größtenteils stark überschätzen. Für die Werte nach Model Code [2010] zeigt sich hingegen eine bessere Übereinstimmung. Die experimentell ermittelten mittleren Verbundspannungen liegen demnach zwischen den Werten für warmgewalzte Stäbe und kaltgezogene Drähte. Aufgrund der Vorbereitung der Stäbe (Entfernen von Ablagerungen auf der Oberfläche durch leichtes Schleifen sowie Entfetten unter Verwendung von Aceton) sowie der applizierten faseroptischen Messfasern ist tendenziell von einer geringeren Oberflächenrauigkeit auszugehen, so dass eine Einordnung der vorhandenen Oberflächenrauigkeit zwischen den angegebenen Werten plausibel erscheint. Aufgrund der hohen Sensibilität der Verbundeigenschaften gegenüber der Oberflächenrauigkeit erweist sich eine entsprechende Klassifizierung für



die Ermittlung der Verbundspannung, wie in Model Code [2010] vorgenommen, somit als sinnvoll. Die ansetzbare Verbundspannung nach Model Code [2010] deckt sich auch am besten mit den damaligen zulässigen Werten nach DIN-1045 [1972], wonach für einen Beton der Festigkeitsklasse Bn550 (höchste Festigkeitsklasse zu dieser Zeit, entspricht C40/50) ein Rechenwert der Verbundspannung unter vorwiegend ruhender Belastung und für gute Verbundbedingungen von 1,0 MPa für glatte Stäbe zulässig war.

### 3.6.5 Schlussfolgerungen für die Anrechenbarkeit nicht normgemäßer Bügelbewehrung

Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass das Verbundverhalten von glatter Bewehrung durch eine Vielzahl von Faktoren beeinflusst wird. Dabei spielt insbesondere die Oberflächenrauigkeit eine zentrale Rolle, wobei diese großen Schwankungen unterworfen ist und eine Klassifizierung nach entsprechenden Rautiefen nur schwer möglich ist. Eine Verankerung von glatter Bügelbewehrung mit geraden Stabenden, die alleine auf einer Kraftübertragung zwischen Beton und Betonstahl über Verbundspannungen beruht, ist somit mit großen Unsicherheiten verbunden. Daher sollte die Verbundspannung für die Berechnung der Verankerungslänge in diesem Fall konservativ gewählt werden, falls eine solche Querkraftbewehrung in der Nachweisführung angesetzt werden soll. Die durchgeführten Versuche zeigen, dass die Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] die Verbundspannungen, insbesondere aufgrund der starken Abhängigkeit der Verbundbedingungen von Glattstahl von der Oberflächenrauigkeit, überschätzen und somit zu auf der unsicheren Seite liegenden Werten für Verankerungs- und Übergreifungslängen führen kann. Mit Bezug auf nicht normgemäße Bügelformen kann dies ggf. zu einer Überschätzung des Bügeltraganteils führen (vgl. Kapitel 4.1.4). Der Einfluss der Verbundlänge auf die mittlere Verbundspannung sollte dahingehend berücksichtigt werden, dass ein die Querkraftbewehrung aktivierender Schubriss die Bügel auf unterschiedlichen Höhen kreuzt und somit jeweils unterschiedliche Verbundlängen für die Verankerung der Vertikalkraft in den Bügelschenkeln vorliegen. Die Tastversuche zum Einfluss eines Hakens am Stabende bestätigen die früheren Erkenntnisse, dass diese als punktuelle Verankerung angesetzt werden können, so wie es in Deutschland auch bis 1972 in DIN 1045 [1972] möglich war. Insbesondere für einseitig offene und zweiteilige Bügel, deren Übergreifungsstoß bei Vorhandensein von Glattstahl in der Regel auch mit Haken ausgeführt wurde, ist dies von großer Bedeutung, da dieser positive Einfluß für glatten Betonstahl in der Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] bisher nur unzureichend erfasst wird. So weisen die aktuellen und auch vorangegangenen Versuchsergebnisse darauf hin, dass der Ansatz eines Hakenbeiwertes zur Reduktion der erforderlichen Verankerungslänge von  $\alpha = 0,7$  für glatte Bügelbewehrung zu konservativ scheint. Dies ist insbesondere für glatten Bewehrungsstahl sehr relevant, da aufgrund des fehlenden Scherverbands von Rippen ohnehin sehr große Verbundlängen resultieren und ein Haken somit relativ gesehen einen weitaus größeren Einfluss auf die erforderliche Verbundlänge besitzt. Somit sollten alte Konstruktionsregeln für die Ausführung von Stabenden aus Glattstahl auch wieder Anwendung in der BEM-ING [2020] finden, so dass eine Anordnung von Haken an Stabenden für glatten Betonstahl bei der Ermittlung von Verbund- und Übergreifungslängen berücksichtigt werden kann.

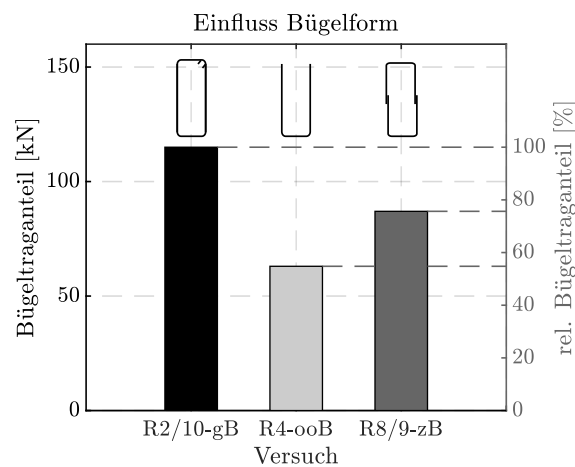
## 3.7 Analyse des Tragverhaltens

### 3.7.1 Allgemeines

Das nachfolgende Teilkapitel geht detailliert auf ausgewählte, für diese Arbeit besonders relevante Aspekte des Querkrafttragverhaltens ein. Dabei wird zunächst der Einfluss nicht normenkonformer Querkraftbewehrungsformen auf Basis der Versuchsergebnisse analysiert. Anschließend werden die Querkrafttraganteile infolge Rissreibung und Dübelwirkung der Querkraftbewehrung anhand der Ergebnisse von optischen Messungen der Risskinematik bestimmt und diskutiert. Ferner wird der Einfluss der Querschnittsform auf das Querkrafttragverhalten untersucht. Letztlich schließt das Kapitel mit einer Analyse der Querkrafttraganteile im Bruchzustand ab.

### 3.7.2 Einfluss nicht normenkonformer Querkraftbewehrungsformen

Um den Einfluss der Bügelform auf die Querkrafttragfähigkeit zu bewerten, wurde der Traganteil der Querkraftbewehrung für die Versuche mit Rechteckquerschnitt aus der Differenz zwischen den gemittelten Bruchlasten der Versuchsträger mit den jeweiligen Bügelformen (Versuche R2-gB, R3-gB, R4-ooB, R8-zB und R9-zB) und dem Mittelwert der Bruchlasten aus den Versuchen R1-oB und R10-oB ohne Querkraftbewehrung errechnet (vgl. Abbildung 3.45). Für diesen vereinfachten Vergleich wurde der Einfluss abweichender Betondruckfestigkeiten der einzelnen Versuche nicht berücksichtigt. Für die Versuche mit geringem Bügelbewehrungsgrad traten im Bruchzustand sehr große Rissbreiten auf, so dass für diese Träger keine nennenswerte Rissreibung auftreten konnte. Demgegenüber konnte für die Träger ohne Bügelbewehrung im Bruchzustand in den Versuchen ein geringer Rissreibungsanteil festgestellt werden. Demnach sei erwähnt, dass der Bügeltraganteil unterschätzt wird bei Ermittlung desselben aus der Differenz der Bruchlasten mit und ohne Bügelbewehrung, da keine Rissreibungsanteile des unbewehrten Trägers berücksichtigt werden (vgl. Abschnitt 4.1.6). Für die Betrachtung des Einflusses unterschiedlicher Bügelformen ist dies jedoch vernachlässigbar.



**Abbildung 3.45:** Einfluss der Bügelform auf den Traganteil der Querkraftbewehrung bei konstantem Bewehrungsgrad  $\rho_w$

Es zeigt sich, dass der Bügeltraganteil für zweiteilige Bügel mit reduzierten Übergreifungslängen im Vergleich zu konventionellen, geschlossenen Bügeln nur unerheblich geringer ausfällt. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, dass die Tragwirkung im Vergleich zu einem geschlossenen Bügel lediglich in den Bereichen reduziert ist, in denen die Übergreifung der beiden Bügelteile durch Schubrisse gekreuzt wird. Zudem zeigen die Dehnungsmessungen (vgl. Kapitel 3.5.4), dass trotz der geringen Übergreifungslänge selbst bei einem die Bewehrung kreuzenden Riss im Stoßbereich nahezu die volle Bügelkraft übertragen werden kann. Diese Erkenntnisse decken sich mit den Untersuchungen von Kupfer [1975].

Demgegenüber reduziert sich der Traganteil für oben offene Bügel mit geraden Stabenden deutlich. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der kritische Schubriss die Bügelschenkel zum Teil in Bereichen kreuzt, in denen sich die Bügelkraft durch die ungünstigere Verankerung (gerade Stabenden) nicht bis zur Streckgrenze aufbauen kann. Der Bügeltraganteil der oben offenen Bügel im Vergleich zu geschlossenen, konventionellen Bügeln reduziert sich daher abhängig von der Anzahl an Bügeln, die durch den kritischen Schubriss im Bereich der Verankerungslänge der oben offenen Stabenden gekreuzt werden. Für die Versuche mit oben offener, glatter Bügelbewehrung an T-Querschnitten lässt sich bei Vergleich der gemessenen Bruchquerkräfte (siehe Tabelle 3.5) hingegen auf keine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit schließen. Selbiges wurde auch von Rupf [2014] bei Versuchen an Spannbetonträgern mit I-Querschnitt und oben offener, gerippter Bügelbewehrung mit geraden Stabenden festgestellt. Der positive Einfluss der Gurte auf das Verankerungsverhalten der geraden Stabenden kann dabei insbesondere darauf zurückgeführt werden, dass der kritische (Biege-)Schubriss - für die untersuchten Querschnitte - bei Erreichen der maximalen Querkraft entlang der Kante zwischen Gurt und Steg verlief und sich somit nicht in den Flansch fortpflanzte. Es ist jedoch zu erwarten, dass dieses Tragverhalten lediglich bei voller Verankerung der geraden Stabenden im Gurt vorliegt und sich die Wirksamkeit der offenen Bügelbewehrung andernfalls (analog zu den Versuchen an Rechteckquerschnitten) entsprechend reduziert.

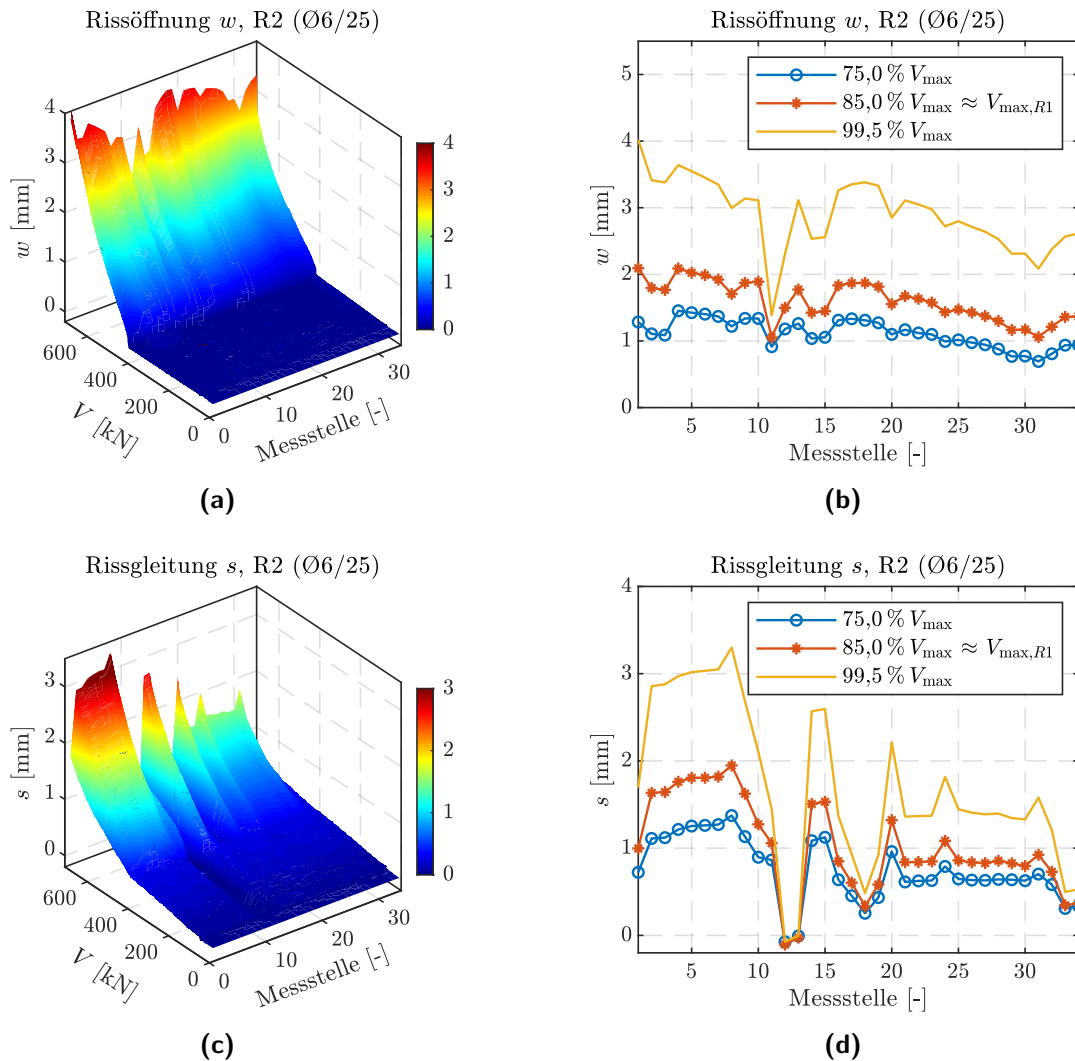
Die erwähnte Verlagerung des Versagens in den Feldbereich für die Träger mit einseitig offenen Steckbügeln (als Zulage im negativen Momentenbereich) zeigt auch einen deutlichen Einfluss dieser Bügelform auf das Querkrafttragverhalten auf. Die Dehnungsmessungen (vgl. Kapitel 3.5.4) machen generell deutlich, dass - analog zu den über die gesamte Bauteilhöhe reichenden offenen Bügeln - ein Fließen in den vertikalen Bügelschenkeln auftreten kann, falls der Bügel außerhalb der Verankerungslänge von einem Schubriss gekreuzt wird.

### 3.7.3 Rissskinematik

Der Querkraftwiderstand setzt sich aus verschiedenen Traganteilen zusammen, die sich in Abhängigkeit der resultierenden Belastung stetig verändern. Für die Ermittlung und Beschreibung dieser Anteile ist die Kinematik des kritischen Schubrisses, die anhand der photogrammetrischen Messungen bestimmt werden kann, essentiell. So werden die Beiträge zur Querkrafttragfähigkeit in der Regel am entlang des (potentiell) kritischen Schubrisses und der Druckzone freigeschnittenen Körpers bestimmt und dort entsprechende Gleichgewichts- sowie Verträglichkeitsbeziehungen formuliert. Die Rissskinematik wird zumeist über die Rissöffnung ( $w$ ) sowie Rissgleitung ( $s$ ) beschrieben. Hierzu wurde für die nachfolgenden Auswertungen (mit Ausnahme von Versuch R11, für den der eigentlich kritische Schubriss außerhalb des Messfeldes lag) jeweils der Riss mit der im Bruchzustand größten Rissbreite ausgewertet. Für die zuverlässige Ermittlung der Rissskinematik (und weiterführend z. B. des Rissreibungstraganteils) ist die Ausbildung eines klar definierten kritischen Schubrisses erforderlich (vgl. auch [Huber, 2016]), um eindeutige Werte aus den optischen Messungen zu erhalten. Da dies nicht für alle Versuche der Fall war, und zudem der Einfluss des Querkraftbewehrungsgehaltes auf die Rissreibung untersucht werden soll, werden nachfolgend lediglich beispielhaft die Versuche R1, R2 und R11 ausgewertet. Für die Ermittlung der Rissskinematik aus den Ergebnissen der optischen Messungen wurde der kritische Schubriss in bis zu 39 Abschnitte unterteilt (vgl. Abbildungen in Anhang A.18) und die Werte der Schubrissöffnung  $w$  und der Rissgleitung  $s$  am Anfang und Ende eines jeden geometrischen Segments ermittelt. Hierzu wurde der Winkel eines jeden Risssegments aus den Koordinaten der Messpunkte berechnet und die Werte  $w$  und  $s$  über die entsprechenden trigonometrischen Beziehungen bestimmt. Durch dieses Vorgehen werden auch lokale Veränderungen der Rissneigung bzw. -form erfasst. Diese feine Diskretisierung des Schubrisses ist erforderlich, um verlässliche Werte der Rissskinematik zu erhalten, da die Werte der Rissöffnung und -gleitung stark von der lokalen Schubrissneigung abhängen. Die Lage der Messstellen für die jeweiligen Versuche können Anhang A.18 entnommen werden. Für die zur Auswertung herangezogenen Versuche konnte der Verlauf des maßgebenden Schubrisses bis zum Bruchzustand nahezu vollständig im Messfeld erfasst werden. Davon ausgenommen ist Versuch R11, für den sich zwar ein deutlicher Schubriss im Messfeld ausbildete, das letztendliche Versagen jedoch außerhalb des Messfeldes im Feldbereich auftrat. Für Vergleichszwecke wurde die Auswertung für diesen Träger dennoch vorgenommen. Die Rissöffnungen und -gleitungen werden nachfolgend als Beträge angegeben. Vergleichbare Auswertungen zur Rissskinematik und -reibung wurden von [Stimmelmayer, 2018] durchgeführt und ähnliche Ergebnisse erzielt.

Abbildung 3.46 zeigt die Auswertungen der Rissöffnung und -gleitung für Versuch R2 (schwache Bügelbewehrung  $\varnothing 6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage im kritischen Schubriss. Die Lage wird dabei über die Messstellen (vgl. Abbildungen der Messstellen in Anhang A.18) beschrieben, wobei die Nummer der Messstelle in Richtung der Druckzone zunimmt. Es zeigte sich eine in etwa lineare Abnahme der Rissöffnung in Richtung Druckzone, wobei am Rand der Zugzone kurz vor Erreichen der Bruchlast sehr große Rissöffnungen von bis zu 4 mm erreicht wurden. Nach Rissbildung war, selbst bei Rissöffnungen von mehr als 2 mm, noch eine deutliche Laststeigerung aufgrund der Bügelbewehrung und risskreuzenden Spannglieder möglich und durch die entsprechende

Dehnungszunahme konnte die Rissöffnung weiter gesteigert werden. Im Verhältnis zur Rissöffnung weist die Rissgleitung deutlich geringere Werte auf. Im Bereich der Zugzone liegen infolge der Rotation um die Risspitze und der steileren Rissneigung die größten Rissgleitungen vor. Des Weiteren folgt auch der Betrag der Rissgleitung dem Trend, dass dieser in Richtung der Druckzone abnimmt. Demnach treten die größten Rissgleitungen auch im Bereich der maximalen Rissöffnungen auf. Die Darstellung der Rissgleitung in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft deutet darauf hin, dass bereits vor Rissbildung geringe Rissgleitungen auftreten, die auf elastische Verzerrungen zurückzuführen sind.



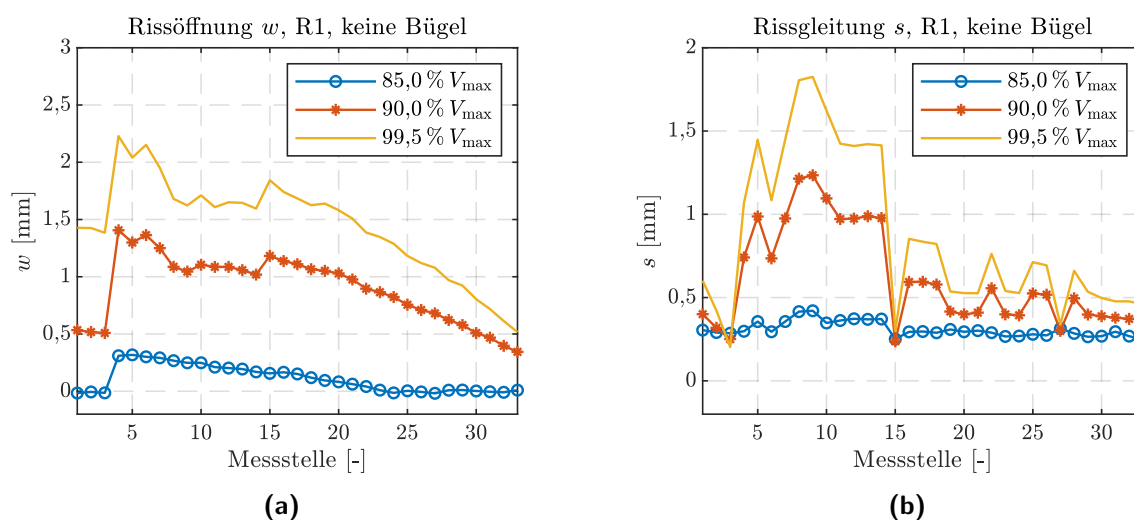
**Abbildung 3.46:** (a), (b) Rissöffnung  $w$  und (c), (d) Rissgleitung  $s$ , für Versuch R2 ( $\varnothing 6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend)

Im Bereich der Messstellen Nr. 11 und 12 lässt sich ein Knick im Verlauf der Rissöffnung und -gleitung feststellen, wobei für diese Messstellen keine Rissgleitungen gemessen werden konnten. Dies ist auf den lokal nahezu horizontalen Verlauf des Schubrisses zurückzuführen (vgl. Abbildung A.56 in Anhang A.18). Der genannte Bereich entspricht dem Kreuzungsbereich zwischen Spanngliedern

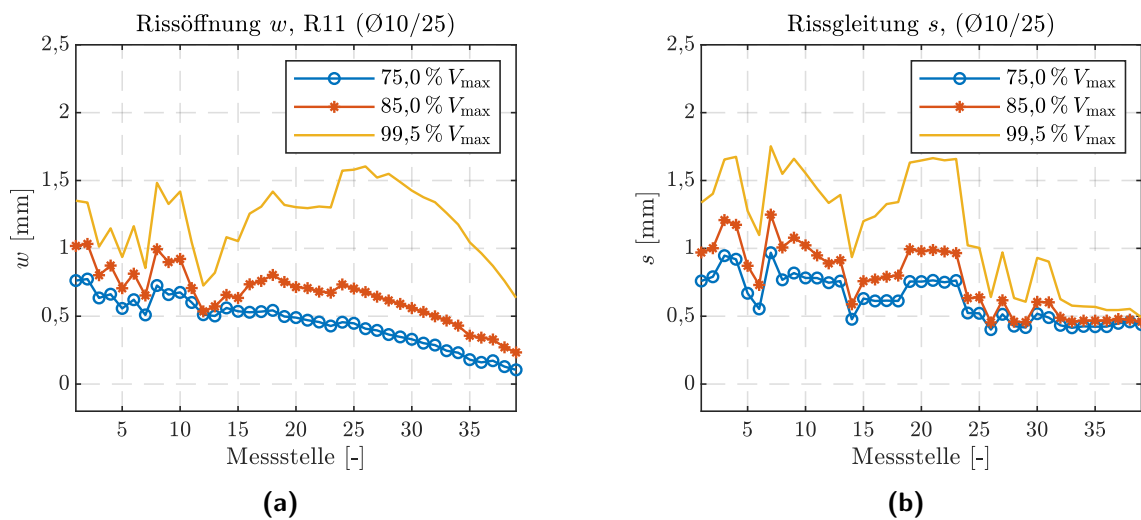
und Riss (siehe auch Abbildung 3.23), was darauf hindeutet, dass diese den Rissverlauf lokal beeinflussen. So können die Spannglieder den Schubriss über einen Spannkraftzuwachs sowie eine geringe Dübeltragwirkung (aufgrund der höheren Festigkeit des Verpressmörtels) vernähen und die Rissöffnungen sowie -gleitungen deutlich reduzieren.

Abbildung 3.47 stellt ergänzend den Verlauf von Rissöffnung und Rissgleitung für ausgewählte Laststufen für Versuch R1 ohne Bügelbewehrung und Abbildung 3.48 für Versuch R11 mit höherem Bügelbewehrungsgrad ( $\varnothing 10/25$ ) dar. Weitere Auswertungen der Risskinematik in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft können Anhang A.19 entnommen werden.

Die Auswertungen der Risskinematik für die Versuche R1 ohne Bügelbewehrung und R11 mit höherem Bügelbewehrungsgrad zeigen grundsätzlich einen ähnlichen Trend, mit einer betragsmäßigen Abnahme von  $w$  und  $s$  in Richtung der Druckzone. Für den Träger ohne Bügelbewehrung resultieren im Vergleich zu Versuch R2 mit schwacher Querkraftbewehrung jedoch weitaus kleinere Rissöffnungen und -gleitungen, was auf die geringere Bruchlast (entspricht  $84\% V_{\max,R2}$ ) sowie fehlende Möglichkeiten zur Umlagerung auf eine Bügelbewehrung (und damit einhergehende Dehnungszunahmen) zurückzuführen ist. Des Weiteren reduziert sich das Verhältnis  $w/s$  von Rissöffnung und -gleitung. Bereichsweise liegen nahezu gleiche Werte für  $w$  und  $s$  vor. Für Versuch R11 sind die Rissöffnungen - aufgrund der starken Bügelbewehrung - nochmals geringer und  $w$  sowie  $s$  nehmen betragsmäßig ähnliche Werte an. Diesbezüglich sei jedoch nochmals darauf hingewiesen, dass (trotz sehr deutlicher Schubrissbildung) das letztendliche Versagen in einem anderen Bereich stattfand, so dass die Messergebnisse nicht direkt auf das Tragverhalten im Bruchzustand übertragbar sind.



**Abbildung 3.47:** (a) Rissöffnung  $w$  und (b) Rissgleitung  $s$ , für Versuch R1 (keine Bügelbewehrung) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellenummer in Richtung Druckzone zunehmend)



**Abbildung 3.48:** (a) Rissöffnung  $w$  und (b) Rissgleitung  $s$ , für Versuch R11 ( $\varnothing 10/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend)

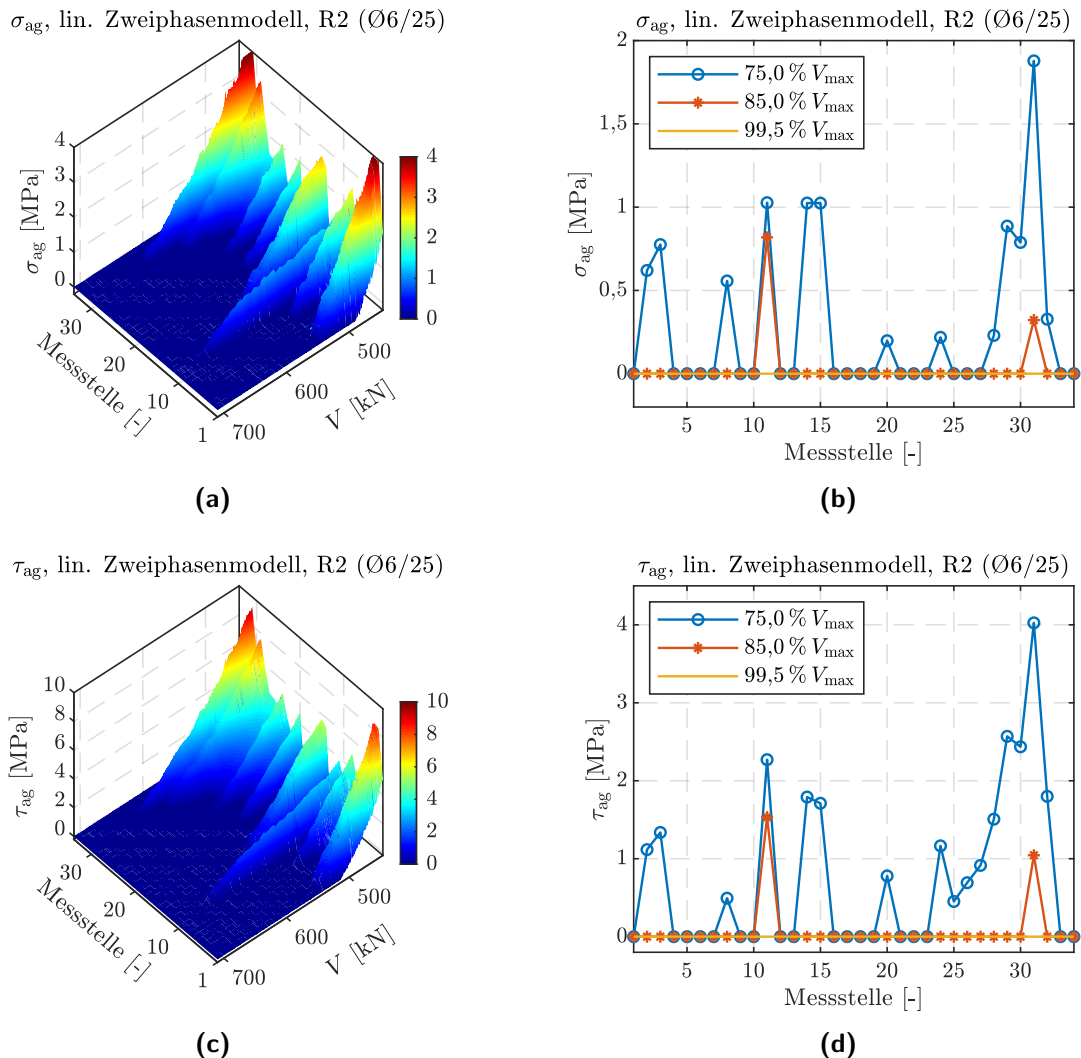
### 3.7.4 Rissreibung und Dübelwirkung der Querkraftbewehrung

#### Rissreibung

Unter Anwendung der in Abschnitt 2.3.5 beschriebenen Rissreibungsgesetze können aus der Risskinematik ( $w$ ,  $s$ ) die im Riss übertragbaren Normal- und Schubspannungen und nach Gleichung 2.18 letztendlich der Querkrafttraganteil der Rissreibung ermittelt werden. Wie in Kapitel 2.3.5 erläutert, ist der Traganteil der Rissreibung stark von der (lokalen) Neigung des kritischen Schubrisses bzw. des jeweiligen Rissabschnittes (vgl. auch [Huber, 2016; Campana et al., 2013]), der Lage des Rissabschnittes vom Drehpunkt des Schubrisses und der vorhandenen Querkraftbewehrung abhängig. Um den Einfluss des Querkraftbewehrungsgehaltes auf den Traganteil der Rissreibung für Spannbetontträger mit Durchlaufwirkung näher zu verifizieren, erfolgt die Ermittlung der im Riss übertragenen Spannungen nachfolgend für die Versuche R1, R2 und R11 mit jeweils unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgehalten  $\rho_w$ . Die Auswertung erfolgt sowohl für das linearisierte Zweiphasenmodell von Walraven u. Reinhardt [1981] als auch für das Rough Crack Model von Gambarova u. Karakoç [1983].

Abbildung 3.49 stellt die nach dem Zweiphasenmodell von Walraven u. Reinhardt [1981] und Abbildung 3.50 die nach dem Rough Crack Model von Gambarova u. Karakoç [1983] im Riss übertragenen Normal- und Schubspannungen in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer auch hier in Richtung der Druckzone zunehmend) dar. Für die dreidimensionalen Darstellungen wird dabei lediglich der Bereich nach deutlicher Schubrissbildung dargestellt, da das linearisierte Zweiphasenmodell von Walraven u. Reinhardt [1981] die im Riss übertragbaren Spannungen für geringe Rissöffnungen stark überschätzt (vgl. hierzu auch [Huber, 2016; Campana et al., 2013]). Es zeigt sich eine starke Abnahme der im Riss übertragenen Spannungen mit zunehmender Belastung. Nach dem Zweiphasenmodell werden bei

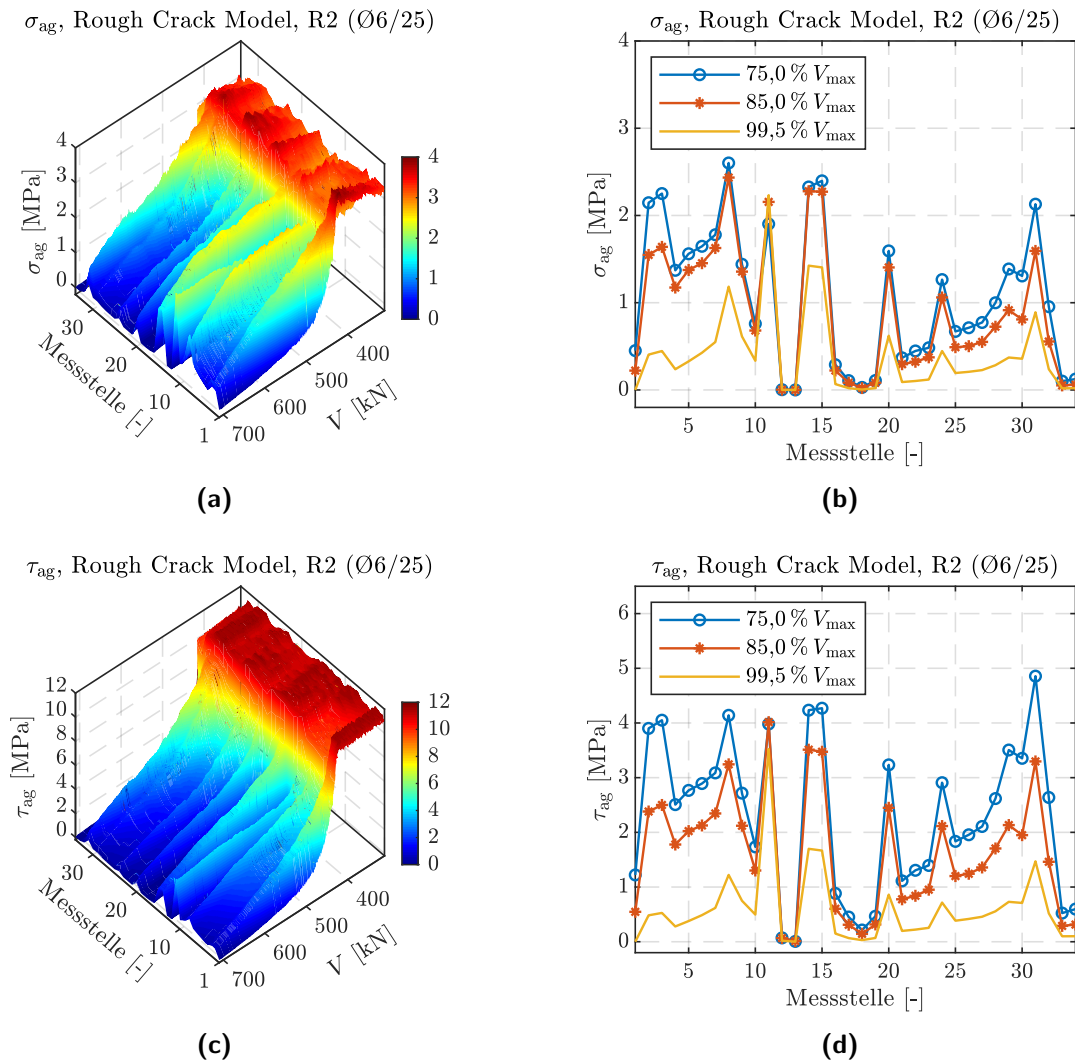
einer Laststufe von 75 % der maximalen Querkraft zwar noch Spannungen im Bereich mit steilerer Rissneigung (Randbereich der Biegezugzone) und im Rissabschnitt nahe der Druckzone (hier nur vergleichsweise geringe Rissöffnungen) übertragen, kurz vor Erreichen der Bruchquerkraft sind jedoch keine Spannungen aus Rissreibung übertragbar. Dementsprechend liefert dieses Rissreibungsgesetz keinen Traganteil nach Gleichung 2.18. Dies ist insbesondere auf die sehr großen Rissöffnungen im Bruchzustand im Falle einer geringen Querkraftbewehrung zurückzuführen. Demnach ist eine Bestätigung der Erkenntnisse aus vergleichbaren Untersuchungen an Spannbetonträgern mit geringer Bügelbewehrung (vgl. [Huber, 2016; Görtz, 2004; Herbrand et al., 2017]) möglich. Nennenswerte rissreibungsinduzierte Spannungen entstehen nur, falls Rissgleitung und Rissöffnung gleichermaßen auftreten und der Wert der Rissöffnung klein genug ist, um eine Übertragung zu ermöglichen.



**Abbildung 3.49:** (a), (b) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (c), (d) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R2 ( $\varnothing 6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellenummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem linearisierten Zweiphasenmodell von Walraven u. Reinhardt [1981]



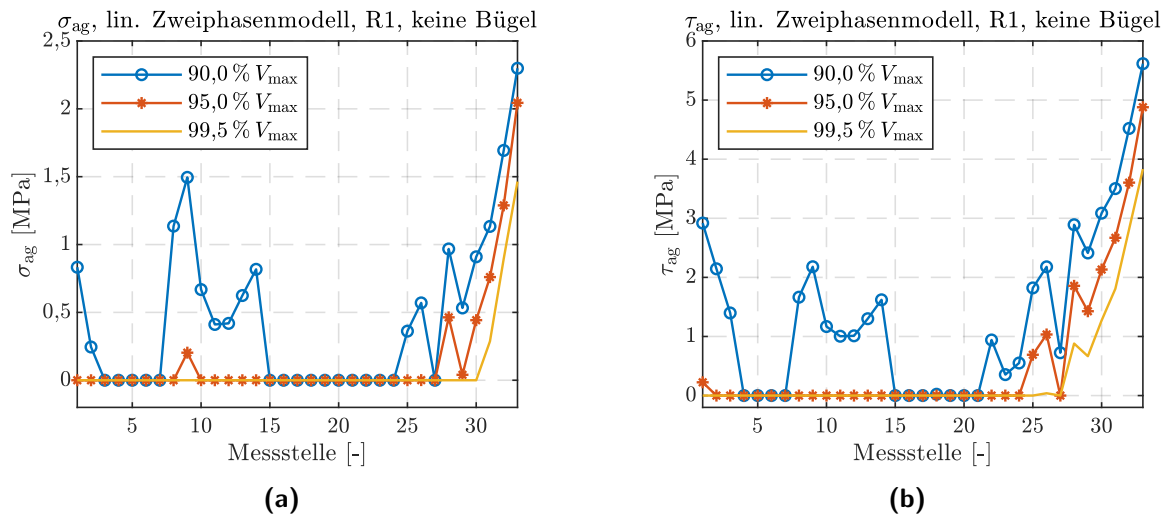
Die Auswertung der Spannungen infolge Rissreibung nach dem Rough Crack Model von Gambarova u. Karakoç [1983] (vgl. Abbildung 3.50) bei Erreichen der Bruchquerkraft deutet im Vergleich noch auf geringe im Riss übertragene Schub- und Normalspannungen hin. Der entsprechende Querkrafttraganteil nach dem Rough Crack Model beträgt  $V_{ag} = 159,6 \text{ kN}$ . Es zeigen sich somit deutliche Unterschiede für die beiden Rissreibungsgesetze, wobei das Rough Crack Model in diesem Fall höhere Werte für die übertragenen Spannungen liefert.



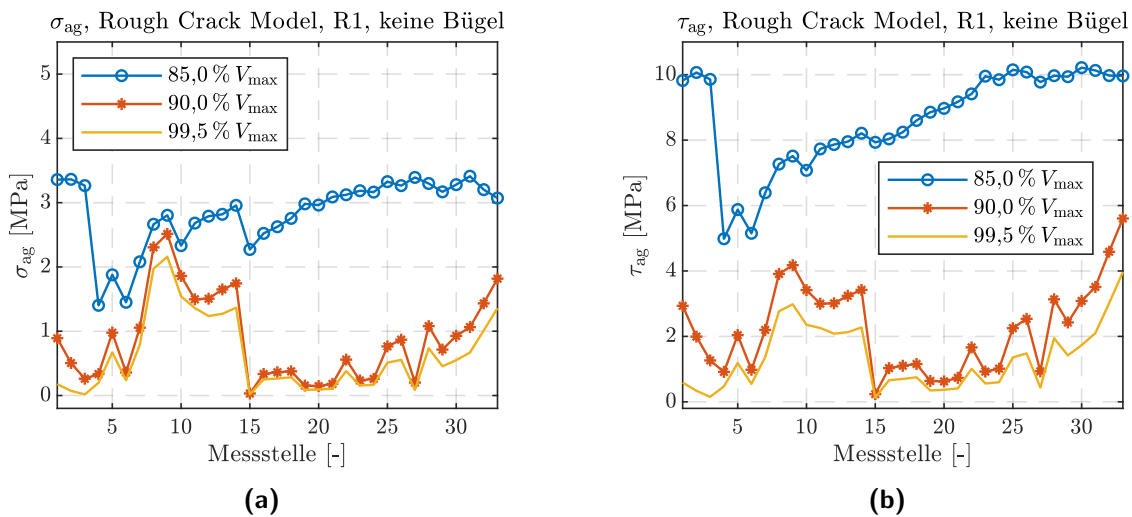
**Abbildung 3.50:** (a), (b) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (c), (d) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R2 ( $\varnothing 6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellenummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem Rough Crack Model von Gambarova u. Karakoç [1983]

Die Auswertungen der im Riss übertragenen Spannungen für den Versuchsträger R1 ohne jegliche Querkraftbewehrung sind in Abbildung 3.51 für das Zweiphasenmodell nach Walraven u. Reinhardt [1981] und in Abbildung 3.52 für das Rough Crack Model nach Gambarova u. Karakoç [1983] darge-

stellt. Ergänzende dreidimensionale Auswertungen der übertragenen Spannungen in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft sowie Lage im Riss finden sich in Anhang A.20.



**Abbildung 3.51:** (a) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (b) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R1 (keine Bügel) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellenummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem linearisierten Zweiphasenmodell von Walraven u. Reinhardt [1981]



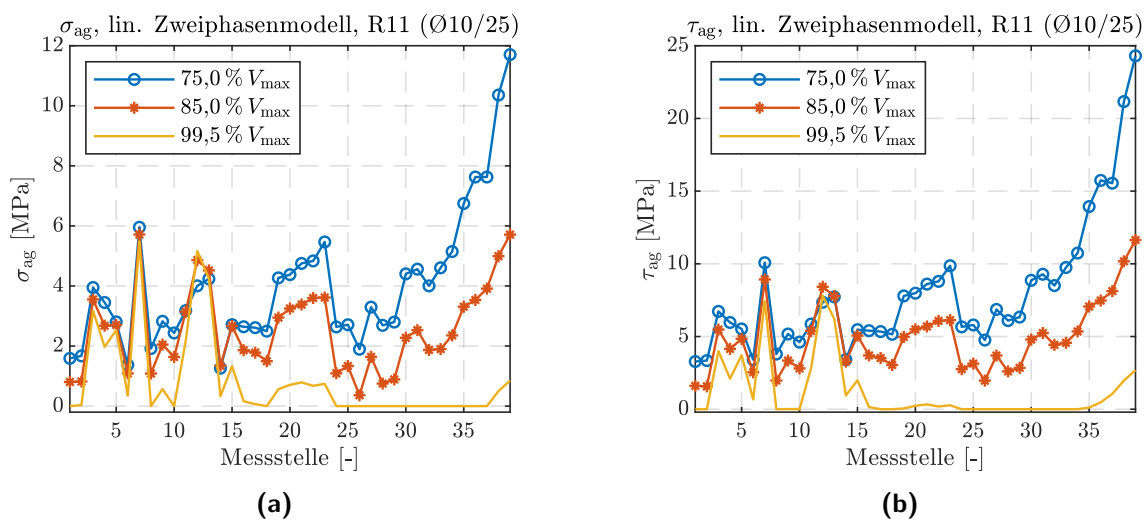
**Abbildung 3.52:** (a) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (b) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R1 (keine Bügel) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellenummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem Rough Crack Model von Gambarova u. Karakoç [1983]

Es zeigt sich, dass kurz vor Erreichen der maximalen Querkraft im nahe zur Druckzone gelegenen Rissabschnitt nach beiden Rissreibungsgesetzen ähnlich große Normal- und Schubspannungen übertragen werden können. Dies lässt sich damit begründen, dass die Rissöffnungen in diesem Bereich gering genug

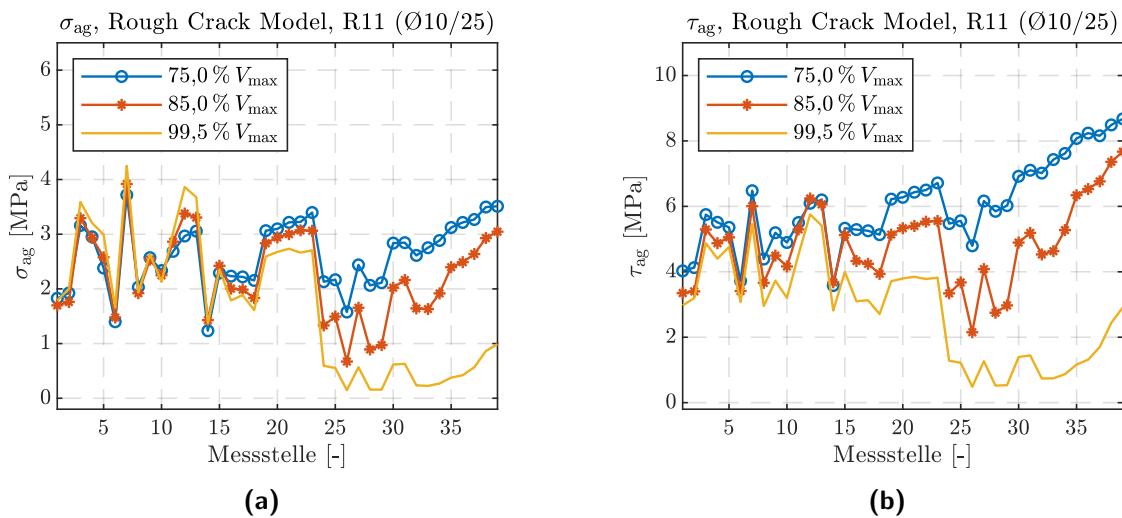
sind, um eine Spannungsübertragung zu ermöglichen (vgl. Abbildung 3.47). Das Rough Crack Model weist dem Bereich zwischen den Messstellen 7 und 15 jedoch auch bei Maximallast noch relativ hohe übertragene Spannungen im Riss zu, wohingegen diese nach dem Zweiphasenmodell mit zunehmender Belastung nahezu vollständig abfallen. Folglich ergibt sich ein höherer Querkrafttraganteil von  $V_{ag} = 318,8 \text{ kN}$  im Vergleich zum Traganteil nach dem Zweiphasenmodell, der lediglich  $V_{ag} = 44,9 \text{ kN}$  beträgt.

Für die Versuchsträger ohne Querkraftbewehrung kann somit festgestellt werden, dass zumindest ein geringer Querkrafttraganteil der Rissreibung zuzuschreiben ist. Die risskreuzenden Spannglieder bewirken im Vergleich zu Stahlbetonträgern jedoch eine Erhöhung der Bruchlast mit größeren Rissöffnungen im Bruchzustand, so dass sich der Rissreibungstraganteil deutlich reduziert.

Für Versuch R11 mit höherem Bügelbewehrungsgehalt ergeben sich nach beiden Rissreibungsgesetzen deutlich höhere übertragene Spannungen im Riss (vgl. Abbildungen 3.53 und 3.54). Dies liegt an den geringeren Rissöffnungen und betragsmäßig nahezu gleichen Werten für  $w$  und  $s$ , aufgrund der stärkeren Querkraftbewehrung mit entsprechender rissvernähender Wirkung. Der für den betrachteten Schubriss resultierende Querkrafttraganteil infolge Rissreibung beträgt  $V_{ag} = 385,6 \text{ kN}$  nach dem Zweiphasenmodell und  $V_{ag} = 849,2 \text{ kN}$  nach dem Rough Crack Model.



**Abbildung 3.53:** (a) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (b) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R11 ( $\varnothing 6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellenummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem linearisierten Zweiphasenmodell von Walraven u. Reinhardt [1981]



**Abbildung 3.54:** (a) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (b) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R11 ( $\varnothing 6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem Rough Crack Model von Gambarova u. Karakoç [1983]

Tabelle 3.10 fasst die Querkrafttraganteile infolge Rissreibung nach den beiden untersuchten Rissreibungsgesetzen für die Versuche mit unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgraden zusammen. Für die nicht normgemäß ausgeführten Bügelformen (z. B. oben offene Bügel mit geraden Stabenden) wurden keine detaillierten Untersuchungen zur Rissreibung durchgeführt. Es ist jedoch davon auszugehen, dass die Erkenntnisse für schwach querkraftbewehrte Träger (Versuch R2) entsprechend übertragbar sind, zumal für die entsprechenden Bügelformen - aufgrund der höheren erforderlichen Schlupfwerte für die Aktivierung der Bewehrung - tendenziell noch höhere Schubrissöffnungen aufgetreten sind.

**Tabelle 3.10:** Querkrafttraganteile infolge Rissreibung im Bruchzustand für Versuche R1, R2 und R11 (ZPM  $\hat{=}$  Zweiphasenmodell, RCM  $\hat{=}$  Rough Crack Model)

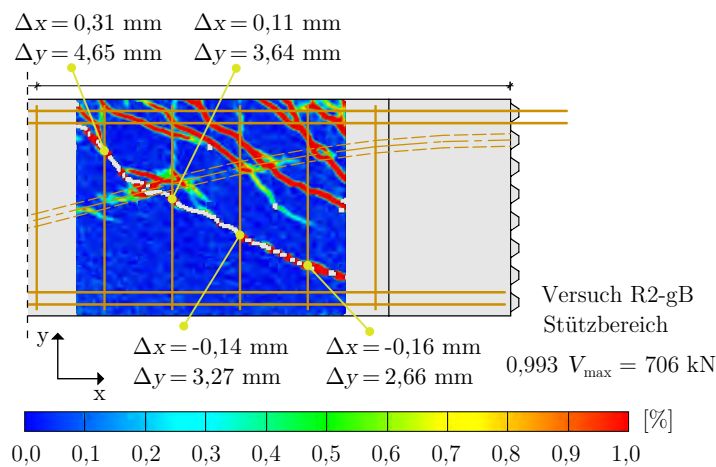
Versuch	$\rho_w$ [%]	$V_{ag,ZPM}$ [kN]	$V_{ag,ZPM}/V_{max}$ [%]	$V_{ag,RCM}$ [kN]	$V_{ag,RCM}/V_{max}$ [%]
R1-o	0,000	44,9	7,5	318,8	53,5
R2-gB	0,905	0,0	0,0	160,5	22,6
R11-gB	2,513	385,6	42,4	849,2	93,3

Die Zusammenstellung verdeutlicht die großen Unterschiede zwischen den beiden Rissreibungsgesetzen für die Ermittlung von  $V_{ag}$ . Das Rough Crack Model prognostiziert dabei weitaus höhere Querkrafttraganteile infolge Rissreibung, wobei dieser - ohne jegliche Berücksichtigung weiterer wesentlicher Tragmechanismen - für Versuch R11 bereits nahezu der vollständigen Bruchquerkraft entspricht. Auch Huber [2016] stellte diesbezüglich fest, dass das Rough Crack Model weitaus höhere Rissreibungsanteile als das Zweiphasenmodell liefert und erzielte bei ähnlichen Untersuchungen zur

Rissreibung an Stahlbetonträgern Werte von  $V_{ag,RCM}/V_{max}$  die deutlich über 1,0 lagen. Somit ist davon auszugehen, dass das Rough Crack Model den Querkrafttraganteil der Rissreibung deutlich überschätzt. Da das Zweiphasenmodell grundsätzlich einen klaren physikalischen Hintergrund besitzt (die Linearisierung führt im Bereich größerer Rissöffnungen hierbei zu guten Übereinstimmungen mit dem ursprünglichen Modell) und sich in Vergangenheit für dieses Modell zumeist die besten Übereinstimmungen mit Versuchen zeigten (vgl. z. B. [Huber, 2016]), wird der Querkrafttraganteil infolge Rissreibung für die Ermittlung der Querkrafttraganteile nach dem vereinfachten Zweiphasenmodell bestimmt. Für das untersuchte Schubfeld, das die Momenten-Querkraft-Interaktion im Bereich der Innenstütze eines Durchlaufträgers näherungsweise abbilden soll, kann im Falle eines geringen Querkraftbewehrungsgehaltes somit kein nennenswerter Rissreibungsanteil kurz vor bzw. bei Erreichen der Bruchlast festgestellt werden. Da für die Ermittlung des Querkrafttraganteils der Rissreibung nur die im Riss übertragenen Spannungen bei Höchstlast relevant sind, wird dieser für alle weiterführenden Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit - die sich zentral mit Spannbetonträgern mit geringer Querkraftbewehrung auseinandersetzt - vernachlässigt.

### Dübelwirkung der Querkraftbewehrung

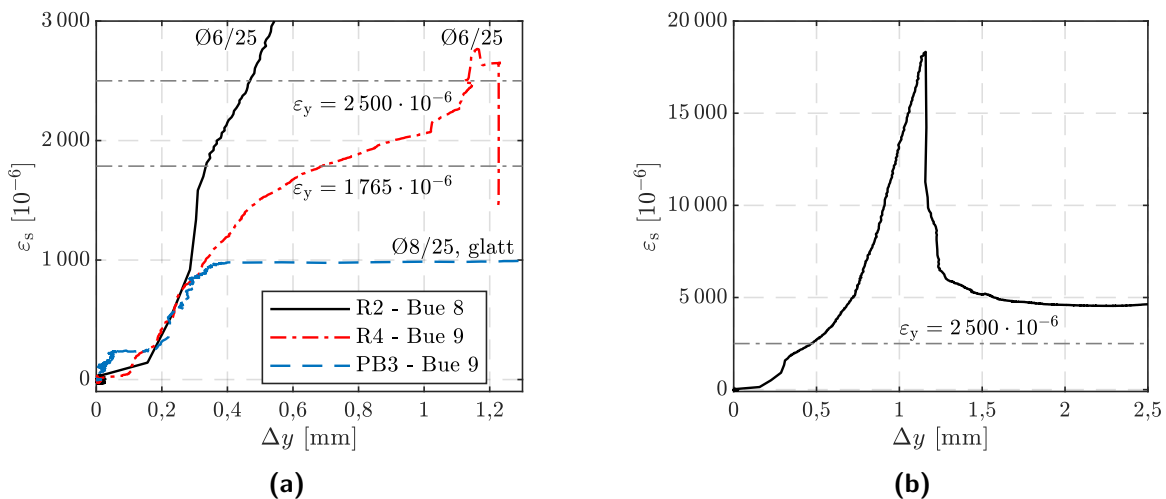
Neben der Ermittlung der übertragenen Spannungen im Riss lässt sich über die Risskinematik auch auf eine mögliche Dübeltragwirkung der Querkraftbewehrung schließen. Diesbezüglich stellt Abbildung 3.55 beispielhaft eine Auswertung der Risskinematik auf Höhe der durch den kritischen Schubriss gekreuzten Bügel kurz vor Erreichen der Höchstlast für Versuch R2 (mit schwacher Bügelbewehrung  $\varnothing 6/25$ ) dar. Die Risskinematik wird hierbei anstelle von  $w$  und  $s$  über die Differenzverschiebungen am Bügel in axiale und transversale Richtung ausgewertet, um einen direkten Rückschluss auf die Bügelbeanspruchung zu ermöglichen. Es zeigt sich, dass die Verschiebungen senkrecht zur Stabachse der Bügelbewehrung im Vergleich zu den Verschiebungen in axialer Richtung sehr kleine Werte annehmen und eine Dübelwirkung der Querkraftbewehrung daher vernachlässigbar ist. Ferner weist die Bügelbewehrung in der Regel nur eine sehr geringe Biegesteifigkeit auf.



**Abbildung 3.55:** Rissuferverschiebungen in vertikale und horizontale Richtung aus optischen Messungen der Risskinematik auf Höhe der risskreuzenden Bügel kurz vor Erreichen der Höchstlast für Versuch R2

### 3.7.5 Zusammenhang zwischen Schubrissbreite und Bügeldehnung

Der Traganteil der Querkraftbewehrung wird erst durch eine Schrägrissbildung merklich aktiviert und hängt maßgeblich von der vorhandenen Rissöffnung in den jeweiligen Kreuzungspunkten mit der Bügelbewehrung und - damit einhergehend - den Verbundeigenschaften zwischen Bewehrungsstahl und Beton ab. Abbildung 3.56 zeigt beispielhaft die Bügeldehnungs-Rissöffnungs-Beziehungen für die Versuche R2-gB, R4-ooB und PB3-gB. Die Beziehungen wurden an den in etwa mittig durch den Schubriss gekreuzten Bügeln 8 bzw. 9 ausgewertet und die jeweiligen Dehnungswerte entstammen der Messung mittels Dehnmessstreifen in Bügelmitte. Da der Schubriss den Bügel teilweise nicht exakt dort kreuzte, wo der Dehnmessstreifen angeordnet war, unterschätzt die gemessene Dehnung die tatsächliche Bügeldehnung im Riss womöglich geringfügig. Aufgrund der zum Teil sehr hohen Ausfälle der faseroptischen Sensoren (insbesondere bei höheren Dehnungswerten) sowie der geringen Abtastraten bei der Messung mehrerer Fasern, konnten die entsprechenden Stahldehnungs-Rissöffnungs-Beziehungen mithilfe der Faseroptik-Messungen nicht zuverlässig ausgewertet werden.



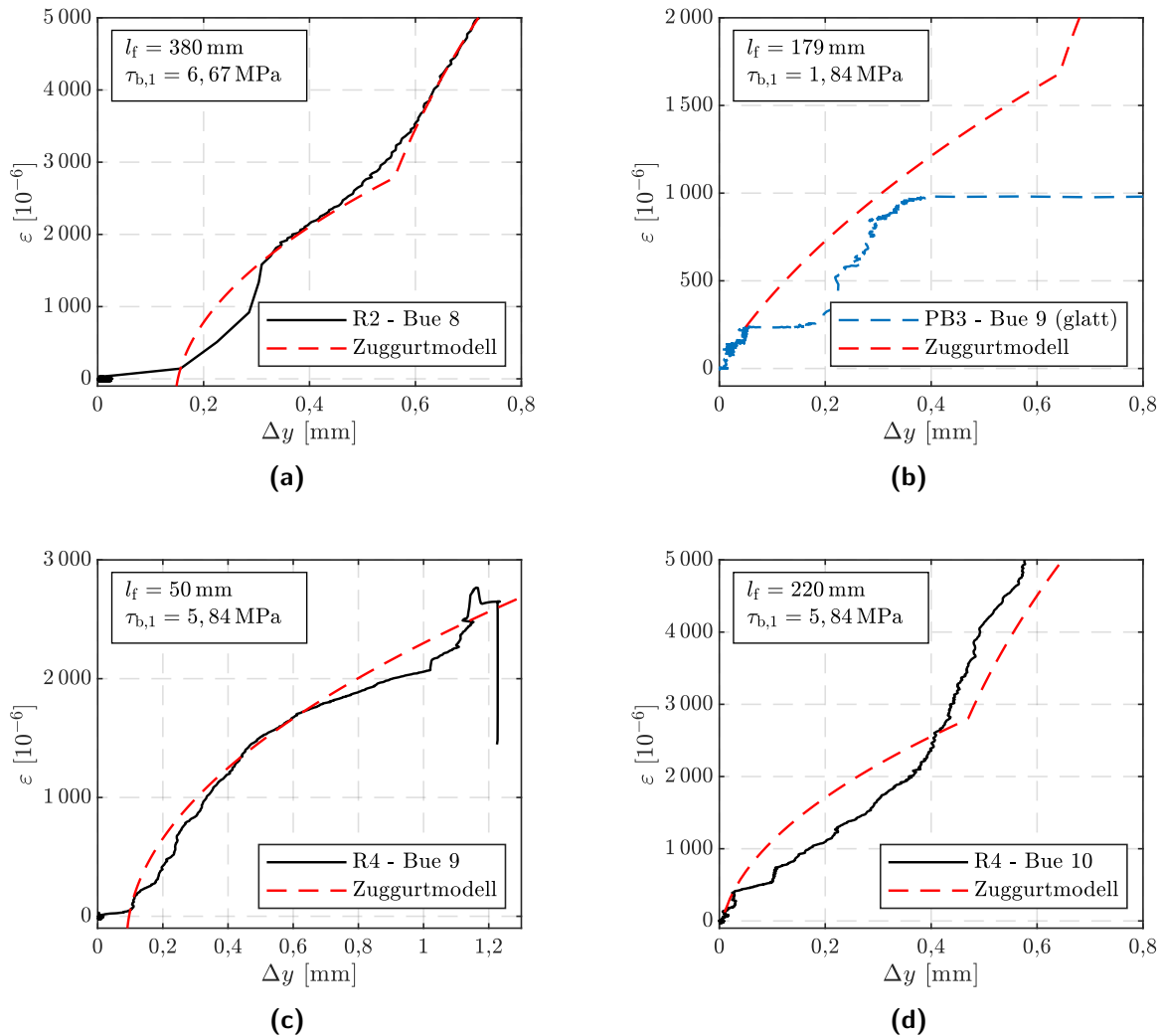
**Abbildung 3.56:** (a) Zusammenhang zwischen Rissöffnung in axialer Bügelrichtung und Bügeldehnung für Versuche R2, R4 und PB3 im Bereich der Dehngrenzen der Betonstähle (b) Zusammenhang zwischen Rissöffnung in axialer Bügelrichtung und Bügeldehnung für Versuch R2 (Bügel 8)

Die Auswertung zeigt, dass der betrachtete geschlossene Bügel von Versuch R2 vollständig bis zu seiner Fließdehnung beansprucht wurde und somit ein Bruch des Bügels - wie auch im Versuch beobachtet - eintrat. Die Fließdehnung des Betonstahls (für eine Fließspannung  $f_{ym} = 500$  MPa und einen E-Modul von 200 000 MPa) von  $\varepsilon_{sym} = 2,5\% = 2500 \cdot 10^{-6}$  wurde dabei bei einer Rissöffnung in Längsrichtung des Bügels von ca. 0,47 mm erreicht, was einer Schubrissbreite von ca. 0,32 mm entspricht. Die Stahldehnungs-Rissöffnungs-Beziehung für den betrachteten geschlossenen Bügel von Versuch R2 aus geripptem Betonstahl weist einen nahezu linearen Zusammenhang zwischen vertikaler Rissöffnung und Stahldehnung auf. Für Bügel 9 von Versuch R4 mit geraden Stabenden zeigt sich ein abweichendes Verhalten. Aufgrund des unterschiedlichen Verankerungsverhaltens der Bügel mit geraden Stabenden (bei Verankerung außerhalb eines Gurtes) waren bei gleicher Stahldehnung weitaus

größere vertikale Rissöffnungen erforderlich. So erreichte diese Bügelform erst bei einer vertikalen Rissöffnung von 1,13 mm die Dehngrenze von  $\varepsilon_{\text{sym}} = 2,5 \text{‰} = 2\,500 \cdot 10^{-6}$  und es zeigt sich ein deutlich nichtlinearer Verlauf der  $\varepsilon_s - \Delta y$ -Kurve. Für den geschlossenen Bügel aus glattem Betonstahl von Versuch PB3 stellt sich ein vollkommen anderer Verlauf der Bügeldehnungs-Rissöffnungs-Beziehung ein. Durch den fehlenden Scherverbund der Rippen kam es bereits bei einer Stahldehnung von ca.  $1\,000 \cdot 10^{-6}$  zu einem Versagen des Haftverbundes im Verankerungsbereich mit anschließender weiterer Zunahme der vertikalen Rissöffnung bei konstanter Stahldehnung infolge der Coulombschen Reibung zwischen Betonstahl und Betonkanal. Die  $\varepsilon_s - \Delta y$ -Kurve weist somit einen Knick auf. Bei einer vertikalen Rissöffnung von 2,36 mm zeichnete sich ein kurzer Anstieg der Stahldehnung bis hin zur Dehngrenze des Glattstahls von  $\varepsilon_{\text{sym}} = 1\,765 \cdot 10^{-6}$  mit einem anschließenden steilen Abfall ab (in Abbildung 3.56 nicht dargestellt), der vermutlich auf die Aktivierung und das anschließende Versagen des Haftverbundes im restlichen Teil des Bügels bis hin zu der Aufbiegung am Ende sowie auf Einflüsse aus benachbarten Zwischenrissen zurückzuführen ist. Bei gleicher Bügeldehnung ist die vertikale Rissöffnung für den glatten Betonstahl grundsätzlich höher, da der glatte Stahl mehr Schlupf für eine Aktivierung benötigt. Ähnliche Beobachtungen sind auch aus experimentellen Untersuchungen aus der Literatur bekannt (vgl. z. B. [Hassan et al., 1991]).

Die experimentell ermittelten Stahldehnungs-Schubrissöffnungs-Beziehungen werden nachfolgend mit dem analytischen Ansatz des *Zuggurtmodells* (siehe Kapitel 2.4.2) verglichen. Abbildung 3.57 stellt den Vergleich der Beziehungen aus Versuch und Modell dar. Für den Vergleich wurde der Verfestigungsmodul vereinfacht mit  $E_{\text{sv}} = 1/10 \cdot E_s$  angenommen. Darüber hinaus wurden die Ergebnisse nach dem *Zuggurtmodell* auf den Startpunkt der nichtelastischen Rissöffnung bezogen. Insgesamt zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen von Modell und Versuch. Lediglich für Versuch PB3 (Bügel 9) zeigen sich im Bereich höherer Dehnungen deutliche Abweichungen, die darauf zurückzuführen sind, dass im Versuch ein frühzeitiges Ausziehversagen eintrat. Dieses Versagen wird mit dem analytischen Modell nicht abgebildet, obwohl die reduzierte Verankerung berücksichtigt wurde. Es zeigt sich, dass die resultierenden Stahldehnungen stark davon abhängen, ob der Bügel im Verankerungsbereich, neben dem maßgebenden, kritischen Schubriss, von weiteren Biegeschubrissen in Richtung Zugzone gekreuzt wird. Für den betrachteten geschlossenen Bügel von Versuch R2 liegt eine volle Verankerung vor ( $l_f > l_{b,u}$ ), da der Bügel im Verankerungsbereich von keinen weiteren Schubrissen gekreuzt wird. Im Bereich bis zu einer Dehnung von ca.  $1\,800 \mu\epsilon$  zeigt sich eine schlechtere Übereinstimmung, die auf lokale Effekte des Verbundverhaltens sowie Schwankungen der Verbundeigenschaften zurückgeführt werden kann, die im Modell nicht erfasst werden. Im Bereich höherer Dehnungen, der von besonderem Interesse für die Ermittlung eines Bügeltraganteils ist, zeigt sich hingegen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Modell und Versuch. So kann selbst der Dehnungs-Rissöffnungsverlauf nach Erreichen der Fließdehnung sehr zufriedenstellend abgebildet werden. Für Versuch R4 mit offener Querkraftbewehrung und geraden Stabenden wurden die Bügel Nr. 9 und zusätzlich auch Nr. 10 untersucht. Während Bügel Nr. 10, neben dem kritischen Schubriss, von keinen weiteren Schrägrissen im Verankerungsbereich gekreuzt wird und sich somit ein vollständiges Fließen des Stahls einstellen kann, wird Bügel Nr. 9 von weiteren Zwischenrissen tangiert. So liegt der Abstand zum nächsten Schrägriss in Richtung Zugzone bei lediglich 50 mm und es muss eine

reduzierte Verankerung berücksichtigt werden. Für den somit vorliegenden Fall von  $l_f < l_{b,el}$  des *Zuggurtmodells* ergibt sich letztendlich eine sehr gute Übereinstimmung.



**Abbildung 3.57:** Vergleich der Stahldehnungs-Schubrissöffnungs-Beziehungen aus Versuchen und nach dem *Zuggurtmodell* für **(a)** Versuch R2-gB, Bügel Nr. 8,  $l_f > l_u$  **(b)** Versuch PB3-gB, Bügel Nr. 9 (glatt),  $l_f < l_{b,elb}$  **(c)** Versuch R4-ooB, Bügel Nr. 9,  $l_f < l_{b,elb}$  **(d)** Versuch R4-ooB, Bügel Nr. 10,  $l_f > l_u$

### 3.7.6 Zusammenhang zwischen Schubrissbreite und Spannstahldehnung

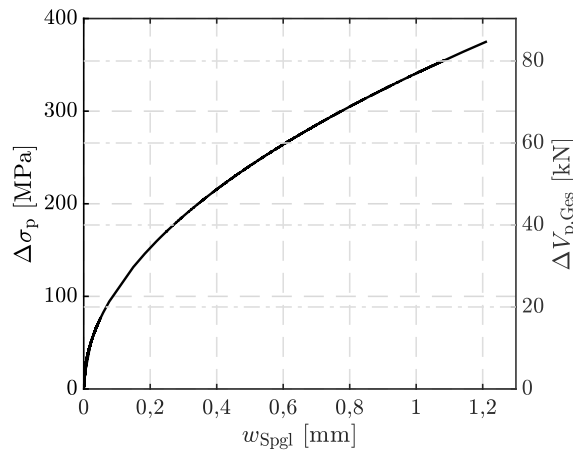
Infolge einer zunehmenden kombinierten Querkraft- und Momentenbeanspruchung und der damit einhergehenden (Schub-)Rissbildung kommt es zu einem Spannkraftzuwachs, der wiederum zu einer Zunahme des entsprechenden Querkrafttraganteils  $\Delta V_p$  führt. Für die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Versuchsträger spielt dieser zusätzliche Traganteile eine nicht zu vernachlässigende Rolle, da die Spannglieder vergleichsweise schwach vorgespannt wurden und so über eine hohe Dehnungs- bzw. Spannungsreserve verfügen (vgl. Tabelle 3.11).



**Tabelle 3.11:** Spannstahlspannung bei Versuchsbeginn und Spannungsreserve der Spannglieder

Versuch	$\sigma_{pm0}$ [MPa]	$f_{pm0,1}$ [MPa]	$f_{pm}$ [MPa]	$f_{pm0,1} - \sigma_{pm0}$ [MPa]	$f_{pm} - \sigma_{pm0}$ [MPa]
R1-R11	595	1 648	1 881	1 053	1 286
PB1 & PB3	482	1 647	1 942	1 165	1 460
PB2	803	1 647	1 942	844	1 139

Um den infolge der Zusatzdehnung  $\Delta\varepsilon_p$  resultierenden Querkrafttraganteil zu bestimmen, wird das in Kapitel 2.4.2 beschriebene *Zuggurtmodell* angewendet und der Spannkraftzuwachs aus der optisch gemessenen Rissöffnung des kritischen Schubrisses in Spanngliedrichtung errechnet. Falls der Spannstahl infolge der Zusatzdehnung ins Fließen gerät, ist hierbei die Vordehnung zu berücksichtigen, um den Abfall der Verbundspannung für  $\sigma_{s,max} > f_{pm0,1}$  richtig zu erfassen. Die Druckfestigkeit  $f_{cm}$  des Verpressmörtels wurde dabei mit einem Umrechnungsfaktor von 0,87 (vgl. [Siebert, 2009]) auf eine Würfeldruckfestigkeit umgerechnet, so dass sich ein Wert von  $f_{cm} = 63,1$  MPa für den Verpressmörtel der Versuche R1-R11 und  $f_{cm} = 31,1$  MPa für die Versuche PB1-PB3 ergibt. Abbildung 3.58 zeigt beispielhaft den Zusammenhang zwischen der Rissöffnung des kritischen Schubrisses in Spanngliedrichtung und dem Zuwachs der Spanngliedspannung  $\Delta\sigma_p$  bzw. des zusätzlichen Querkrafttraganteils  $\Delta V_{p,ges}$  für Versuch R2.



**Abbildung 3.58:** Zusammenhang zwischen Anteil der Rissöffnung des kritischen Schubrisses in Spanngliedrichtung und Spanngliedspannungszuwachs  $\Delta\sigma_p$  bzw. zusätzlichen Querkrafttraganteil  $\Delta V_p$  für Versuch R2 (3 Litzen mit jeweils  $140\text{ mm}^2$ ,  $\tau_{b1} = 3,39\text{ MPa}$ )

Es zeigt sich, dass der Querkrafttraganteil infolge Spannkraftzuwachs für die vorliegenden Versuchsträger eine nicht zu vernachlässigende Größe aufweist. So ergibt sich aus der Berechnung nach dem *Zuggurtmodell* für Versuch R2 beispielsweise ein Zuwachs der Spannstahlspannung von maximal 375 MPa (entspricht 63,1 % von  $\sigma_{pm0}$ ) bei einer maximalen Rissöffnung in Richtung der Spanngliedachse von  $w_{Spgl} = 1,21$  mm. Für eine Spanngliedneigung im Bereich des Risses von  $15,6^\circ$

ergibt sich somit aus beiden Spanngliedern zusammen ein Querkrafttraganteil von  $\Delta V_p = 84,8 \text{ kN}$ , was in diesem Fall 11,9% der Bruchquerkraft entspricht. Da die Streckgrenze des Spannstahls unter Berücksichtigung der Vordehnung nicht erreicht wird, muss die angesetzte mittlere Verbundspannung nicht reduziert werden. Tabelle 3.12 fasst die analog ermittelten Ergebnisse aller Versuche, für die eine entsprechende Messung möglich war, zusammen.

**Tabelle 3.12:** Zuwachs der Spanngliedspannung  $\Delta\sigma_p$  und Zunahme des entsprechenden Querkrafttraganteils  $\Delta V_p$  bei Erreichen der Höchstlast sowie Neigung des kritischen Schubrisses im Schnittpunkt der Spanngliedachse

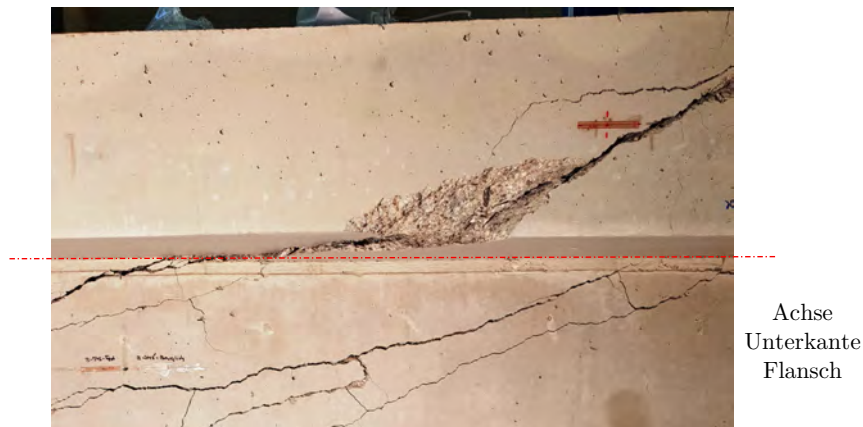
Versuch		R1	R2	R3	R4	R8	R9	R10	PB1	PB2	PB3
$\Delta\sigma_p$	[MPa]	293	375	267	294	250	240	243	246	243	204
$\beta_{r,\text{Spgl}}$	[°]	15,6	15,6	14,4	15,6	15,6	15,6	15,0	12,4	12,4	12,4
$\Delta V_p$	[kN]	66,2	84,8	55,9	66,5	56,5	54,3	53,0	79,4	78,5	65,7
$\Delta V_p/V_{\text{max}}$	[%]	11,1	11,9	7,8	10,1	8,0	8,2	8,9	5,5	5,8	5,5

### 3.7.7 Einfluss der Querschnittsform

Durch eine Gegenüberstellung der Ergebnisse für die Versuche an Rechteck- und an Plattenbalkenquerschnitten lässt sich auf den Einfluss der Querschnittsform schließen. Da für die Versuche jedoch keine maßstäbliche Skalierung vorgenommen wurde bzw. sich die Versuchskörper neben der Querschnittsform hinsichtlich weiterer Parameter unterscheiden, ist hierbei nur eine qualitative Bewertung des Einflusses möglich.

Ein Vergleich der bezogenen Betontraganteile der Querkrafttragfähigkeit (auf die statische Nutzhöhe, die Betondruckfestigkeit und die Querschnittsbreite bezogene und um den Bügeltraganteil sowie Vertikalanteil der Vorspannung bereinigte Querkrafttragfähigkeit) zeigt, dass dieser bei den Versuchskörpern mit Plattenbalkenquerschnitt um bis zu 22% höher liegt als für Rechteckquerschnitte. Dies bestätigt somit eine generelle Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit durch seitliche Flansche, die auch aus weiteren experimentellen Untersuchungen der Literatur (vgl. z. B. [Placas, 1969; Thamrin et al., 2016]) weitestgehend bekannt ist. Für sehr breite Flansche konnte hierbei sogar eine Steigerung der Querkrafttragfähigkeit für T- im Vergleich zu Rechteckquerschnitten von bis zu 125% [Swamy et al., 1973] attestiert werden. Die Erhöhung des Querkraftwiderstands lässt sich mit einer Beteiligung des Gurtes am Abtrag von Querkräften aufgrund der Vergrößerung des Traganteils der Betondruckzone begründen. So bewirken die seitlichen Flansche ein seitliches Ausstrahlen der Druckspannungen, was zu einer veränderten Verteilung der Schubspannungen und damit einhergehend auch zu einer veränderten Propagation des kritischen Schubrisses führt. Die maximale Betonstauchung ist für T-Querschnitte somit im Vergleich grundsätzlich geringer. Darüber hinaus führt die horizontale Bewehrung im Flansch zu einer Umschnürungswirkung, die eine Erhöhung der Druckzonentragfähigkeit bewirkt [Ayensa et al., 2019].

Bei T-Querschnitten bewirken die oben genannten Umstände, dass der kritische Schubriss mit fortschreitender Rissbildung oftmals als horizontaler Delimitationsriss entlang der Unterkante des Flansches verläuft, was auf eine deutliche Rotation des kritischen Schubrisses sowie eine Biegebeanspruchung des Flansches hindeutet. Dieser typische Rissverlauf konnte für alle Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt beobachtet werden (vgl. Rissbilder in Anhang A), wobei der Riss bei den Versuchen PB1 und PB2 mit dem Versagen (als sekundärer Effekt) weiter in den Flansch vordrang. Dabei zeigte sich ein seitliches Ausstrahlen des Risses in den Flansch, vergleiche Abbildung 3.59. Im Vergleich zu den Trägern ohne Flansch war das Versagen duktiler, es kam zu keiner schlagartigen Lokalisierung des kritischen Schubrisses und durch die lastverteilende Wirkung des Flansches bildeten sich tendenziell mehr Risse aus. Darüber hinaus verfügten die Träger mit Plattenbalkenquerschnitt über höhere Restquerkraftwiderstände nach dem Bruch. Die Beobachtungen decken sich mit den Erkenntnissen aus ähnlichen Untersuchungen, wie beispielsweise von Rupf [2014].



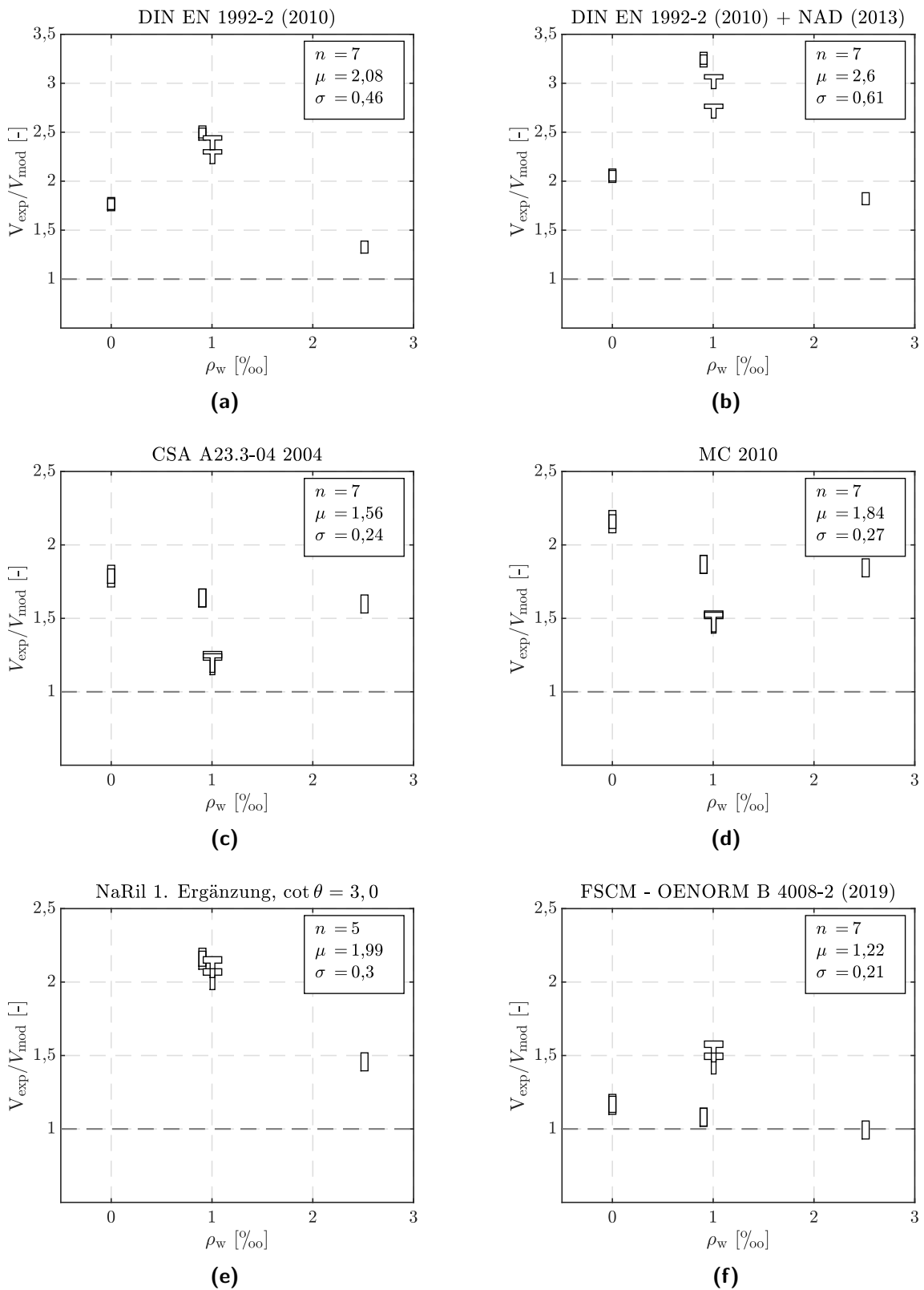
**Abbildung 3.59:** Horizontaler Verlauf des kritischen Schubrisses an der Unterkante des Flansches und seitliches Ausstrahlen des Risses bei weiterer Propagation in den Flansch bei Versuch PB2

### 3.8 Vergleich mit vorhandenen normativen Bemessungsansätzen

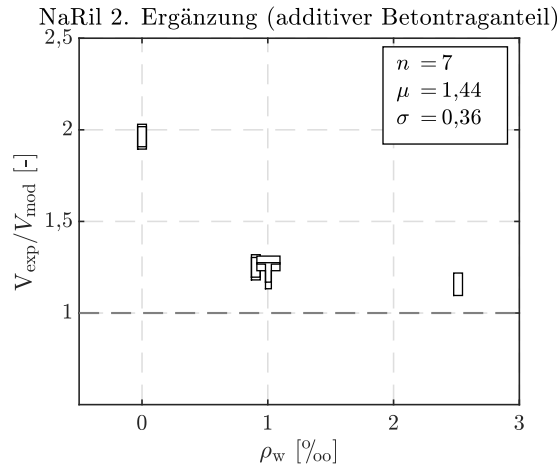
Nachfolgend werden die experimentell ermittelten Bruchquerkräfte  $V_{\max}$  herangezogen, um einen Vergleich mit bestehenden normativen Querkraftbemessungsansätzen anzustellen. Hierbei wird der Fokus auf einfach anwendbare Querkraftmodelle gelegt, die bei der Nachrechnung von Brücken Anwendung finden. Der Vergleich wird geführt für:

1. das Grunddokument des Eurocodes 2 [EN 1992-2, 2010],
2. das nationale Anwendungsdokument für Deutschland [EN 1992-2/NA, 2013],
3. die Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015],
4. das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil nach BEM-ING [2020] (siehe auch [Herbrand et al., 2016]),
5. das zonenbasierte Nachweisverfahren („Flexural Shear Crack Model“) nach OENORM B 4008-2: [2019] für Spannbetonbalken (siehe auch [Huber et al., 2016b,c])
6. sowie die Modelle nach CSA A23.3-04 [2007] und Model Code [2010], die auf der „*Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT)*“, basieren.

Die Berechnung der Querkraftwiderstände nach den Modellen erfolgt unter Ansatz der jeweiligen Mittelwerte der experimentell bestimmten Materialkennwerte (vgl. Tabellen 3.2, 3.3, 3.4) ohne Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten auf der Widerstandsseite. Um die Konformität zu der Definition der Betondruckfestigkeit nach den Querkraftdatenbanken (vgl. [Reineck et al., 2012; Reineck u. Dunkelberg, 2017]) sicherzustellen, wird die einaxiale Druckfestigkeit des Betons für den Modellvergleich mit  $f_{1c} = 0,95 \cdot f_{c,cyl}$  angesetzt. Der Nachweisschnitt wird jeweils entsprechend den Vorgaben des Modellansatzes bzw. des Normenwerks gewählt. Die Lage des Bemessungsschnittes spielt insbesondere für die Modelle nach OENORM B 4008-2: [2019]; CSA A23.3-04 [2007] und Model Code [2010], die eine Momenten-Normalkraft-Querkraft-Interaktion („dehnungsbasierte Modelle“) berücksichtigen, eine entscheidende Rolle. Ein Druckstrebenversagen wird nach den jeweiligen Ansätzen überprüft, wobei dieses weder rechnerisch maßgebend ist, noch im Versuch beobachtet werden konnte. Folglich wird dieser Versagensmechanismus nicht näher betrachtet. Es wurden lediglich die Versuche ohne und mit geschlossener Bügelbewehrung für den Vergleich herangezogen, wobei für das Modell nach Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] nur die Versuche mit Querkraftbewehrung berücksichtigt wurden. Eine Abminderung der Stegbreite aufgrund des Vorhandenseins von Spanngliedern wurde lediglich vorgenommen, sofern dies nach dem entsprechenden Normenwerk gefordert wird. Abbildungen 3.60 und 3.61 zeigen die Verhältniswerte zwischen experimentell ermittelten Bruchquerkräften ( $V_{\exp}$ ) und den Querkraftwiderständen nach den jeweiligen Modellansätzen ( $V_{\text{mod}}$ ) in Abhängigkeit des vorhandenen Querkraftbewehrungsgehaltes. Die Vertikalkomponente der Ausgangsvorspannung  $V_p$  wurde für alle Vergleiche berücksichtigt, wobei die Spanngliedneigung im jeweiligen Bemessungsschnitt zugrunde gelegt wurde.



**Abbildung 3.60:** Vergleich der experimentell ermittelten Bruchquerkräfte und Querkraftwiderstände nach (a) EN 1992-2 [2010], (b) EN 1992-2/NA [2013], (c) CSA A23.3-04 [2007], (d) Model Code [2010], (e) Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015], (f) OENORM B 4008-2: [2019] (allgemeines Flexural Shear Crack Model)



**Abbildung 3.61:** Vergleich der experimentell ermittelten Bruchquerkräfte und Querkraftwiderstände nach der BEM-ING [2020] (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil)

### DIN EN 1992-2 (2010)

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit für Bauteile mit Querkraftbewehrung nach EN 1992-2 [2010] wird auf Basis des Fachwerkmodells mit variabler Druckstrebenneigung  $\theta$  geführt. Die Druckstrebenneigung kann nach der Plastizitätstheorie frei zwischen  $21,8^\circ$  und  $45,0^\circ$  gewählt werden, wobei der höchste Querkraftwiderstand (falls die Druckstrebentragfähigkeit nicht maßgebend ist) unter Ansatz des flachsten Winkels von  $21,8^\circ$  erreicht wird, der auch für den Vergleich angesetzt wurde. Die Modellvorstellung für Bauteile ohne Querkraftbewehrung beruht auf einem semiempirischen Ansatz nach Zsutty [1971], der anhand einer Regressionsanalyse mittels einer Querkraftdatenbank die Betonfestigkeit, den Längsbewehrungsgrad sowie die Schubschlankheit als wesentliche Einflussparameter beinhaltet. In EN 1992-2 [2010] wurde der Ansatz um einen Maßstabsfaktor sowie um die Wirkung einer Vorspannung erweitert und der Einfluss der Schubschlankheit vernachlässigt. Der Vergleich des Ansatzes mit den experimentell ermittelten Querkraftwiderständen zeigt insbesondere für Träger mit geringer Bügelbewehrung eine sehr schlechte Übereinstimmung, wobei die Querkrafttragfähigkeit mit einem Mittelwert von  $\mu = 2,08$  durch den Ansatz sehr konservativ erfasst wird. Für den Versuch R11 mit einem höheren Querkraftbewehrungsgehalt zeigt sich im Vergleich eine deutlich bessere Übereinstimmung. Der Querkraftwiderstand der beiden Spannbetonträger ohne Querkraftbewehrung wird durch das Modell zwar etwas besser, aber dennoch sehr stark auf der sicheren Seite liegend erfasst.

### DIN EN 1992-2 (2011) + NAD (2013)

Für Bauteile ohne Querkraftbewehrung unterscheidet sich der Ansatz nach EN 1992-2/NA [2013] nur durch etwas konservativer gewählte empirische Kalibrierfaktoren für den Betontraganteil sowie den Einfluss der Vorspannung vom Hauptdokument. Demnach ergeben sich für diese Träger im Vergleich etwas höhere Vergleichswerte  $V_{\text{exp}}/V_{\text{mod}}$ . Die Ermittlung des Querkraftwiderstands für querkraftbewehrte Träger nach EN 1992-2/NA [2013] basiert auf einem Fachwerkmodell mit

Rissreibung. Die Rissreibung steuert in dem Ansatz die Druckstrebenneigung, die nach EN 1992-2/NA [2013] auf einen minimalen Wert von  $\theta = 29,7^\circ$  ( $\cot \theta = 1,75$ ) beschränkt ist, so dass ein Betontraganteil implizit berücksichtigt wird. Im Vergleich zum Grunddokument ergibt sich aufgrund der stärkeren Beschränkung des minimalen Druckstrebenwinkels eine noch schlechtere Übereinstimmung mit den Versuchslasten. Mit einem Mittelwert von  $\mu = 2,60$  (unter Berücksichtigung der beiden Versuche ohne Querkraftbewehrung) zeigt das Modell eine deutliche Unschärfe bei der Vorhersage der Querkrafttragfähigkeit auf, wobei diese auf der sicheren Seite liegt.

### **CSA A23.3-04 2004**

Der Querkraftwiderstand von Bauteilen mit und ohne Querkraftbewehrung nach [CSA A23.3-04, 2007] (generelle Methode) beruht auf der „*Simplified Modified Compression Field Theory (SMCFT)*„ (siehe auch [Bentz et al., 2006]). Es handelt sich um einen additiven Ansatz, der sich aus einem Bügel- sowie expliziten Betontraganteil zusammensetzt. Zur Ermittlung des Druckstrebenneigungswinkels für die Berechnung des Bügeltraganteils und für die Bestimmung des Betontraganteils wird ein dehnungsbasierter Ansatz gewählt, indem eine Abhängigkeit von der Längsdehnung in der Mitte des Querschnitts hergestellt wird. Der Traganteil des Betons wird der Rissreibung zugeschrieben. Nach CSA A23.3-04 [2007] geht die Stegbreite in die Ermittlung des Betontraganteils ein, wobei keine Abminderung der Stegbreite aufgrund von Spanngliedern erforderlich ist. Der Betontraganteil darf nach CSA A23.3-04 [2007] nur angesetzt werden, falls eine Mindestquerkraftbewehrung vorhanden ist. Diese war für die vorliegenden Versuche gerade so vorhanden, so dass der Traganteil des Betons in Ansatz gebracht werden durfte. Mit einem Mittelwert für  $V_{\text{exp}}/V_{\text{mod}}$  von  $\mu = 1,56$  und einer Standardabweichung von  $\sigma = 0,24$  zeigt sich eine deutlich bessere Vorhersagequalität des Modells. Der auf eine Rissverzahnung basierende mechanische Hintergrund des Betontraganteils ist - zumindest für gering querkraftbewehrte Spannbetonträger - jedoch in Frage zu stellen (vgl. auch Kapitel 3.7.4).

### **Model Code 2010**

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit nach Model Code [2010] in der dritten Näherungsstufe (LoA III) basiert ebenfalls auf der SMCFT, wobei sich im Vergleich zum CSA A23.3-04 [2007] ein paar Unterschiede ergeben. So liegt der Wert der Mindestquerkraftbewehrung für den der Betontraganteil angerechnet werden darf etwas unter dem Wert nach CSA A23.3-04 [2007]. Darüber hinaus ist die ansetzbare Stegbreite, die in die Ermittlung des Betontraganteils nach Model Code [2010] eingeht, beim Vorhandensein von verpressten Spanngliedern abzumindern. Demnach ergeben sich nach dem Modellansatz entsprechend Model Code [2010] geringere Querkraftwiderstände und es zeigt sich eine etwas schlechtere Übereinstimmung ( $\mu = 1,84$ ,  $\sigma = 0,27$ ) zwischen Versuchs- und Modelllasten.

### **Nachrechnungsrichtlinie 1. Ergänzung**

Die Querkraftbemessung von Bauteilen mit Querkraftbewehrung nach [Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung, 2015] ist vom Grundsatz her identisch mit dem Modellansatz in EN 1992-2/NA [2013]. Falls keine Schrägrisse vorhanden sind, oder die Anforderung an die Schubrissbreite von  $w \leq 0,3$  mm

eingehalten ist, und die Restnutzungsdauer auf 20 Jahre beschränkt wird, darf der Druckstrebenneigungswinkel jedoch alternativ ermittelt werden und ein minimaler Druckstrebenneigungswinkel von  $18,4^\circ$  ist zulässig. Dadurch verbessert sich die Vorhersagequalität des Querkraftwiderstandes im Vergleich zu EN 1992-2/NA [2013] und [EN 1992-2, 2010] zwar deutlich ( $\mu = 1,99$ ,  $\sigma = 0,30$ ), wobei diese trotzdem als wenig zufriedenstellend anzusehen ist.

### **FSCM - OENORM B 4008-2 (2019)**

Nach der OENORM B 4008-2: [2019] ist ein zonenbasiertes Nachweisverfahren, analog zu der damaligen Zoneneinteilung nach DIN 4227 [1953], zulässig. Je nach zu erwartender Rissbildung wird zwischen ungerissenen Bereichen, Bereichen mit reinen Schubrisen sowie Bereichen mit Biege- bzw. Biegeschubrisen differenziert und es sind jeweils unterschiedliche Nachweisführungen der Querkrafttragfähigkeit möglich. Die vorliegenden Versuche an Trägerschnitten sind hierbei dem Bereich mit Biege- und Biegeschubrisen zuzuordnen, so dass das sogenannte „*Flexural Shear Crack Model - FSCM*“ anzuwenden ist. Bei diesem Modell handelt es sich um ein mechanisch konsistentes Querkraftmodell, das dehnungsbasiert formuliert ist. Der Querkraftwiderstand setzt sich neben dem Vertikalanteil von geneigten Spanngliedern aus einem Bügel- und einem Betontraganteil zusammen. Der explizit definierte Betontraganteil wird mechanisch sauber als Traganteil der Druckzone (Querkrafttragfähigkeit eines Druckbogens/Sprengwerks) formuliert und über ein biaxiales Bruchkriterium der durch Schub und Biegung beanspruchten Druckzone begrenzt. Für die Anrechnung des Betontraganteils ist eine Vorspannung von (betragsmäßig) mindestens 2,0 MPa erforderlich. Für Versuch PB3 wurde diese Grenze streng genommen nicht eingehalten, wobei der Betontraganteil für Vergleichszwecke dennoch angerechnet wurde. In der höchsten Näherungsstufe (genereller Nachweis) wird die Schubslankheit über die im betrachteten Abschnitt vorherrschende Momenten- und Querkraftbeanspruchung direkt berücksichtigt. Mit einem Mittelwert von  $\mu = 1,22$  und einer Standardabweichung von  $\sigma = 0,21$  zeigt das Modell eine sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen. Es zeigt sich nahezu kein Einfluss des Querkraftbewehrungsgehaltes auf das Verhältnis von  $V_{\text{exp}}/V_{\text{mod}}$ . Für die großformatigen Versuche PB2 und PB3 mit Plattenbalkenquerschnitt unterschätzt der Ansatz die Querkraftwiderstände jedoch. Dies kann mitunter darauf zurückgeführt werden, dass der Bügeltraganteil aufgrund des mit einem konstanten Wert von  $26,6^\circ$  angenommenen Schubriswinkels unterschätzt wird. Ferner weisen die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Querkraftversuche mit T-Querschnitt eine sehr geringe Schubslankheit auf, die eine Ausbildung von direkten Druckstreben begünstigt, wobei dieser Effekt in dem Querkraftmodell nach OENORM B 4008-2: [2019] nicht erfasst wird.

### **Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil - BEM-ING Teil 2**

Das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil nach BEM-ING [2020] stellt ein semiempirisches Querkraftmodell mit einem additiven Ansatz aus Beton- und Bügeltraganteil dar. Der Bügeltraganteil wird dabei grundsätzlich analog zur Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] ermittelt. Dem Beton wird ein expliziter konstanter Traganteil zugewiesen, der in seiner Grundform dem Ansatz für



Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach EN 1992-2/NA [2013] bzw. DIN-FB-102 [2009] entspricht und durch Auswertungen von aktualisierten Querkraftdatenbanken neu kalibriert wurde. Nach BEM-ING [2020] ist der Betontraganteil über einen Duktilitätskoeffizienten in Abhängigkeit des Verhältnisses von vorhandener Querkraftbewehrungsmenge und erforderlicher Mindestquerkraftbewehrung zu wichten. Dieser Koeffizient gewährleistet ein ausgeglichenes Sicherheitsniveau beim Übergang von Bauteilen ohne und mit Querkraftbewehrung. Das Querkraftmodell besticht insbesondere durch eine einfache Anwendbarkeit. Für das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil zeigt sich für die Versuchsträger mit Querkraftbewehrung ebenfalls eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen den experimentell ermittelten Bruchquerkräften und den berechneten Querkraftwiderständen. Der Mittelwert von  $V_{\text{exp}}/V_{\text{mod}}$ , unter Vernachlässigung der beiden Versuche ohne Querkraftbewehrung, liegt bei  $\mu = 1,20$  und die Standardabweichung bei einem geringen Wert von nur  $\sigma = 0,12$ . Unter Berücksichtigung aller Versuche liegt der Mittelwert hingegen bei  $\mu = 1,44$ . Es kam bei keinem der Versuche zu einer Überschätzung des Querkraftwiderstandes. Für die beiden Versuchsträger ohne Querkraftbewehrung zeigt sich eine deutlich schlechtere Vorhersagequalität, ähnlich wie nach EN 1992-2/NA [2013]. Insgesamt lässt sich eine Abhängigkeit zwischen dem Verhältniswert für  $V_{\text{exp}}/V_{\text{mod}}$  und dem Querkraftbewehrungsgrad  $\rho_w$  feststellen, wobei dieser im Vergleich zu EN 1992-2/NA [2013] deutlich weniger stark ausgeprägt ist.

### Schlussfolgerungen

Der Vergleich der experimentell ermittelten Querkrafttragwiderstände mit diversen Bemessungsansätzen aus der Literatur, die bei der Nachrechnung von Brücken aktuell häufig Anwendung finden, ergibt je nach Modell deutliche Unterschiede bezüglich der Vorhersagequalität. Für die Modelle nach EN 1992-2 [2010] sowie EN 1992-2/NA [2013] zeigen sich durchwegs sehr konservative Ergebnisse, die auf deutliche Tragreserven im Vergleich zu den tatsächlichen (experimentell ermittelten) Bruchquerkräften hinweisen. Bei den Berechnungen nach CSA A23.3-04 [2007] und Model Code [2010], die auf der SMCFT beruhen, zeigen sich deutlich bessere Übereinstimmungen zwischen Versuchs- und Modelllasten, wobei die Modelle dennoch deutliches Verbesserungspotential aufweisen. Des Weiteren ist die Rissreibung als mechanischer Hintergrund, mit dem der Ansatz eines Betontraganteils begründet wird, beim Vorhandensein von geringer Bügelbewehrung, wie dies bei Bestandsbrücken üblich ist, zu hinterfragen. Der Ansatz eines flacheren Druckstrebenwinkels nach Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] führt zu einer Verbesserung der Vorhersagequalität, wobei die Ergebnisse von  $V_{\text{exp}}/V_{\text{mod}}$  mit einem Mittelwert von  $\mu = 1,99$  noch immer deutlich auf der sicheren Seite liegen. Das FSCM nach OENORM B 4008-2: [2019] zeigt mit Abstand die beste und insgesamt eine sehr zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Versuchs- und Modelllasten. Die Berücksichtigung der Schubslankheit sowie der Querschnittsform zur Ermittlung des auf die Tragfähigkeit der Druckzone basierenden Betontraganteils ermöglicht eine mechanisch konsistente Erfassung wesentlicher Einflussparameter. Für die Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt kommt es nach dem FSCM jedoch zu einer geringen Überschätzung der Querkrafttragfähigkeit. Vor diesem Hintergrund ist insbesondere die direkte Übertragbarkeit des Ansatzes beim Vorhandensein von glattem Betonstahl zu hinterfragen. Das Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil nach BEM-

ING [2020] zeigt ebenfalls eine gute Vorhersagequalität der Querkraftwiderstände. Der einfach anwendbare Ansatz liegt für gering querkräftbewehrte Träger - für die vorliegenden Versuche - dabei etwas auf der sicheren Seite, was womöglich darauf zurückgeführt werden kann, dass die Schubslankheit nicht explizit berücksichtigt wird.

Für keine der untersuchten Modelle wird im Regelfall ein Spannkraftzuwachs berücksichtigt, der zu einer Erhöhung des Vertikalanteils  $V_p$  führt. Des Weiteren ist eine Berücksichtigung des Verbundverhaltens der Bewehrung nicht explizit möglich, gleichwohl dieses das Querkrafttragverhalten wesentlich beeinflussen kann.

## 4 Entwicklung von Ingenieurmodellen

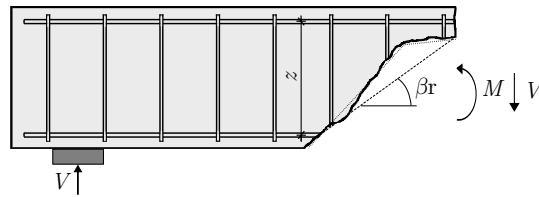
### 4.1 Vereinfachter Ansatz für die Anrechenbarkeit nicht normenkonformer Bügelbewehrung

#### 4.1.1 Allgemeines

In diesem Abschnitt sollen die Erkenntnisse aus den Versuchen und die zu den unterschiedlichen Bügelformen angestellten Überlegungen in einen vereinfachten Bemessungsansatz zur Bestimmung des Bügeltraganteils überführt werden. Der Ansatz wird dabei so formuliert, dass eine additive Überlagerung mit einem Betontraganteil - der grundsätzlich nach beliebigen Modellvorstellungen ermittelt werden kann - möglich ist. Der Fokus wird dabei auf eine einfache, baupraktische Anwendung mit geschlossener Lösung gelegt. Da der vereinfachte Bemessungsansatz Eingang in die BEM-ING [2020] finden soll, wird eine Konformität mit den Regelungen und Bezeichnungen nach DIN-FB-102 [2009] angestrebt. Grundsätzlich baut die Modellvorstellung auf den gleichen Überlegungen eines einfachen Gelenkfachwerks auf, die auch dem Bemessungsmodell nach DIN-FB-102 [2009] für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung zugrunde liegen. Davon abweichend sind, da auf den Ansatz eines Traganteils infolge Rissreibung und eine Dübelwirkung der Querkraftbewehrung verzichtet wird (vgl. hierzu auch Abschnitt 3.7.4), Risswinkel und Druckstrebenwinkel jedoch identisch, so dass nachfolgend lediglich der Begriff „Schubrisswinkel“ verwendet wird. Da bisher nicht für alle betrachteten Fälle Versuchsergebnisse vorliegen, werden teilweise ingenieurmäßige Annahmen getroffen. Für die im Rahmen der vorliegenden Arbeit zum Einfluss unterschiedlicher Bügelformen durchgeführten Versuche wurde (wie für viele Bestandsbrücken mit einem rechnerischen Defizit der Querkrafttragfähigkeit üblich) ein Querkraftbewehrungsgrad unterhalb des Mindestquerkraftbewehrungsgehaltes nach DIN-FB-102 [2009] gewählt. Somit liegen keine Untersuchungen dazu vor, ob ein deutlich höherer Querkraftbewehrungsgrad die Rissbildung und somit das Tragverhalten beeinflusst. In Folge beschränken sich die nachfolgenden Anwendungsregeln des vereinfachten Bemessungsansatzes auf Querkraftbewehrungsgehalte von  $\rho_{w,vorh} < 1,5 \cdot \rho_{w,min}$ .

#### 4.1.2 Ansatz des Schubrisswinkels

Der Traganteil der Bügelbewehrung wird grundsätzlich erst durch Schrägrissbildung aktiviert (vgl. Abschnitt 3.5.4). Somit errechnet sich der Bügeltraganteil aus der Summe der durch einen Schubriss gekreuzten Querkraftbewehrungselemente. Für den vereinfachten Ansatz des Bügeltraganteils für unterschiedliche Querkraftbewehrungsformen wird der Schubriss als diskreter Riss mit einer idealisierten Neigung  $\beta_r$  angenommen (vgl. Abbildung 4.1).



**Abbildung 4.1:** Tatsächlicher Rissverlauf und Modellannahme eines idealisierten Schubbrisses mit Neigung  $\beta_r$

Für einen klassischen Biegeschubriss stellt der Wert  $\beta_r$  dabei strenggenommen eine fiktive Größe dar, da sich dieser infolge einer Schubrotation (Rotation um die Risspitze) grundsätzlich aus mindestens zwei Rissabschnitten mit unterschiedlichen Neigungen zusammensetzt [Cavagnis et al., 2015; Cavagnis, 2017].

Unter Vernachlässigung einer Dübeltragwirkung der Bügelbewehrung ist die projizierte horizontale Länge des Schubbrisses somit der maßgebende Parameter für die Ermittlung des Bügeltraganteils. Diese horizontale Länge errechnet sich für einen idealisierten Schubriss anhand des wirksamen inneren Hebelarms  $z$  und dem idealisierten Schubrisswinkel  $\beta_r$ . Für die Ermittlung des Bügeltraganteils ist der Schubrisswinkel somit von zentraler Bedeutung.

Unter den vereinfachten Annahmen, dass die diskrete Rissrichtung mit der Hauptdruckspannungsrichtung in der Schwerachse des Querschnitts übereinstimmt und die Rissbildung einsetzt, sobald die Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, lässt sich der Risswinkel  $\beta_r$  in Abhängigkeit einer zusätzlichen Normalspannung  $\sigma_c$  wie folgt ausdrücken:

$$\beta_r = \frac{\arctan}{2} \left( \frac{\sqrt{(2 + \sigma_c/f_{ctm})^2 - (\sigma_c/f_{ctm})^2}}{\sigma_c/f_{ctm}} \right) \quad (4.1)$$

Görtz [2004] linearisierte diesen Zusammenhang für Zug- sowie Drucknormalspannungen und führte (durch Kalibrierung anhand einer umfangreichen Querkraftdatenbank) empirisch eine Abhängigkeit vom mechanischen Querkraftbewehrungsgrad ( $\rho_{w,ct} = \rho_w \cdot f_{yk}/f_{ctm}$ ) ein. Im Zuge der Erweiterung der deutschen Nachrechnungsrichtlinie wurde die Gleichung zur Ermittlung des Schubrisswinkels unter Berücksichtigung der Charakteristika von Bestandsbrücken weiter angepasst [Hegger et al., 2014b,a] und von Herbrand [2017] für die Verwendung von charakteristischen sowie Designwerten der Materialparameter umgerechnet.

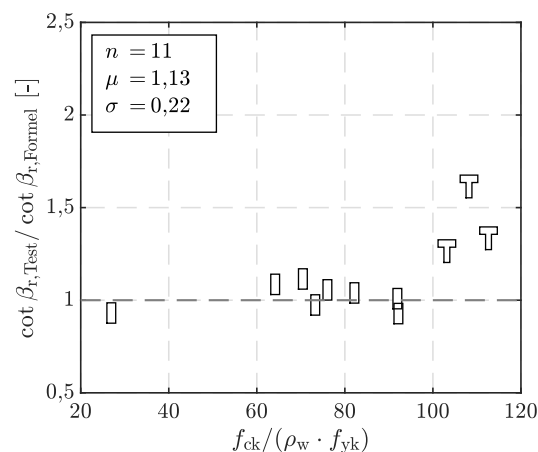
Bei Verwendung von Designwerten der Betondruckfestigkeit und der Streckgrenze des Betonstahls lässt sich der Schubrisswinkel in Abhängigkeit der Vorspannung und des Querkraftbewehrungsgehaltes nach Herbrand [2017] wie folgt ermitteln (Gl. 4.2):

$$\cot \beta_r = 1,2 + \frac{f_{cd}}{70\rho_w f_{yd}} - 1,4 \cdot \sigma_{cp}/f_{cd} \leq 2,25 \quad (4.2)$$

Gleichung 4.2 wurde in gleicher Form auch in der BEM-ING [2020] aufgenommen. Für charakteristische Werte der Materialparameter kann der Risswinkel alternativ nach Gleichung 4.3 bestimmt werden [Herbrand, 2017]:

$$\cot \beta_r = 1,2 + \frac{f_{ck}}{150\rho_w f_{yk}} - 2,4 \cdot \sigma_{cp}/f_{ck} \leq 2,25 \quad (4.3)$$

Abbildung 4.2 zeigt einen Vergleich der experimentell ( $\cot \beta_{r,Formel}$ ) und nach Gleichung 4.3 ( $\cot \beta_{r,Test}$ ) ermittelten Kotangens der Schubrisswinkel für die untersuchten Rechteck- und T-Querschnitte. Für den Vergleich wurden die charakteristischen Werte der Betondruckfestigkeit und der Streckgrenze des Betonstahls der Querkraftbewehrung nach EN 1990 [2010] bestimmt und die Querkraftbewehrung unabhängig von der Bügelform voll für die Ermittlung von  $\rho_w$  angesetzt.



**Abbildung 4.2:** Vergleich der experimentell und nach Gleichung 4.3 ermittelten Kotangens der Schubrisswinkel in Abhängigkeit der Beton- und Betonstahlkennwerte (querkraftunbewehrte Versuchsträger nicht berücksichtigt)

Es zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der Kotangens der Risswinkel für die Versuche mit Rechteckquerschnitt (ohne Berücksichtigung der Träger mit T-Querschnitt ergibt sich:  $\mu = 1,02$ ,  $\sigma = 0,07$ ). Für die Versuche mit T-Querschnitt zeigt sich hingegen eine deutlich schlechtere Übereinstimmung. Die Abweichungen liegen allerdings auf der sicheren Seite. Dies lässt sich womöglich darauf zurückführen, dass der Einfluss einer glatten Querkraftbewehrung, die tendenziell zu flacheren Schubrisswinkeln führt, für diese Träger nicht berücksichtigt wurde. Darüber hinaus ist davon auszugehen, dass die Querschnittsform selbst einen Einfluss auf die Rissneigung besitzt. Dieser Einfluss wird - obwohl die Kalibrierung an Versuchsträgern mit unterschiedlichen Querschnittsformen erfolgte - in der semi-empirischen Gleichung 4.3 jedoch nicht erfasst. Aufgrund der geringen Anzahl an Versuchen mit T-Querschnitt wird diesbezüglich jedoch auf eine weitere Untersuchung verzichtet.

### 4.1.3 Nachweisführung für unterschiedliche Bügelformen

#### Allgemeines

Nachfolgend werden die einzelnen Fälle von nicht normenkonformer Bügelbewehrung betrachtet, die in der Baupraxis am häufigsten vorzufinden sind. Zur Berechnung des jeweiligen Querkraftwiderstandes wird angenommen, dass die Bügelbewehrung durch einen diskreten Schubriss mit der Neigung  $\beta_r$  (vgl. Abbildung 4.1) gekreuzt wird. Bei ausreichender Verankerung ist davon auszugehen, dass alle Querkraftbewehrungselemente bis zur Streckgrenze belastet werden, die von dem Riss gekreuzt werden. Üblicherweise wird diese (für den Querkraftwiderstand im betrachteten Schnitt anrechenbare) Bewehrungsmenge über die horizontale Projektion der Risslänge (entspricht  $z \cdot \cot \beta_r$ ) multipliziert mit der Querschnittsfläche der Bügelbewehrung auf einer Einheitslänge von 1,0 m ( $a_{sw} = A_{sw}/s_w$ ) bestimmt. Beim Vorhandensein von nicht normenkonform ausgeführter Querkraftbewehrung kann jedoch grundsätzlich nicht für alle durch den Schubriss gekreuzten Bewehrungselemente von einer ausreichenden Verankerung ausgegangen werden.

Aus den eigens durchgeführten Versuchen geht hervor, dass der kritische Schubriss die Bügelschenkel zum Teil in Bereichen kreuzt, in denen sich die Bügelkraft wegen einer teilweise unzureichenden Verankerung bzw. unterschiedlicher Verbundbedingungen der nicht normenkonform ausgeführten Bügelbewehrung nicht bis zur Streckgrenze aufbauen kann. In den restlichen Bereichen kann hingegen die gleiche Querkraft wie bei konventionellen Bügeln abgetragen werden. Demnach kann der innere Hebelarm  $z$  zur Berechnung des Bügeltraganteils um das Maß der Verankerungs- bzw. Übergreifungslänge der Bügelschenkel reduziert werden, sodass sich aus den geometrischen Beziehungen ein reduzierter Bereich für die Anrechnung der Bügelbewehrung im jeweiligen Bemessungsschnitt ergibt.

Die nachfolgenden Ausführungen gelten zunächst lediglich für gerippten Betonstahl. Auf entsprechende Anwendungsregeln für glatten Betonstahl wird in Abschnitt 4.1.4 näher eingegangen.

Die Querkrafttragfähigkeit der vorhandenen Querkraftbewehrung unter Berücksichtigung nicht normenkonformer Querkraftbewehrung ergibt sich zu:

$$V_{Rd,sy,mod} = V_{Rd,sy} + V_{Rd,sy,ad} \quad (4.4)$$

mit:  $V_{Rd,sy}$  Querkrafttragfähigkeit der Querkraftbewehrung unter Berücksichtigung eines additiven Betontraganteils nach BEM-ING [2020]

$V_{Rd,sy,ad}$  zusätzliche Querkrafttragfähigkeit nicht DIN-Fachbericht konformer Querkraftbewehrungsformen

#### Oben offene Bügel mit geraden Stabenden, die über die gesamte Querschnittshöhe reichen

Beim Vorhandensein von oben offenen Bügeln mit geraden Stabenden, die über die gesamte Querschnittshöhe reichen, sind grundsätzlich drei verschiedene Fälle zu unterscheiden:

- oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden, die vollständig im Gurt verankert sind (vgl. Abbildung 4.3)
- oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden, die nur teilweise im Gurt verankert sind (vgl. Abbildung 4.4)
- oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden, bei Verankerung außerhalb des Gurtes (vgl. Abbildung 4.5)

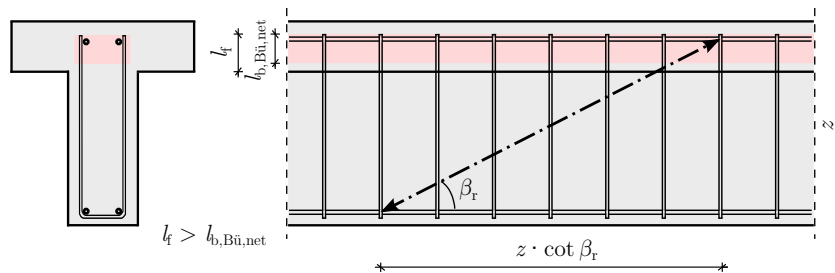
Für den Fall, dass die Verankerung der geraden Stabenden der offenen Bügelbewehrung vollständig im Gurt (z. B. im Bereich der Fahrbahnplatte) erfolgt (vgl. Abbildung 4.3), darf die Bügelbewehrung voll in Ansatz gebracht werden, falls die Einbindetiefe der geraden Stabenden im Gurt  $l_f$  größer als die erforderliche Verankerungslänge der geraden Stabenden des Bügels  $l_{b,Bü,net}$  nach DIN-FB-102 [2009] ist. Dies gilt auch für den Fall, dass ein entsprechender Gurt in der Zugzone liegt, da davon ausgegangen werden kann, dass sich der kritische Schubriss wenn dann erst im postkritischen Bereich bzw. infolge der resultierenden Versagenskinematik in den Gurt fortpflanzt (vgl. hierzu auch Abbildung 3.20 und die Rissbilder in Anhang A). So zeigte sich weder bei den eigenen noch bei Versuchen aus der Literatur (vgl. [Rupf, 2014]) eine merkbare Reduktion der Querkrafttragfähigkeit für diesen Fall. Die anrechenbare Bügelbewehrung im betrachteten Schnitt kann demnach wie folgt ermittelt werden (Gl. 4.5):

$$V_{Rd,sy,ad} = a_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (4.5)$$

mit:

$z$	Hebelarm der inneren Kräfte ( $z = 0,9 \cdot d$ )
$\cot \beta_r$	Schubrisswinkel nach Gl. 4.2 (nicht normenkonforme Bewehrungsformen dürfen für die Ermittlung von $\rho_w$ voll angesetzt werden)
$a_{sw}$	Querkraftbewehrungsmenge nicht DIN-Fachbericht konformer Bewehrungsformen in $\text{cm}^2/\text{m}$

Für die Modellannahme eines idealisierten Schubrisses mit der Neigung  $\beta_r$  (vgl. Abbildung 4.1) kann die Wirksamkeit der Bügelbewehrung somit über die gesamte Querschnittshöhe reichend angenommen werden. Eine Abminderung des inneren Hebelarms  $z$  zur Ermittlung des Bügeltraganteils ist nicht erforderlich, da sich für Plattenbalkenquerschnitte eine größere Länge des horizontalen Astes des kritischen Schubrisses (im Anschnitt zwischen Gurt und Steg) infolge einer Schubrotation ergibt. Dies bewirkt wiederum eine horizontal projizierte Länge des tatsächlichen Schubrissverlaufes, die in etwa derer eines idealisierten Schubrisses mit der horizontalen Länge  $z \cdot \cot \beta_r$  entspricht.



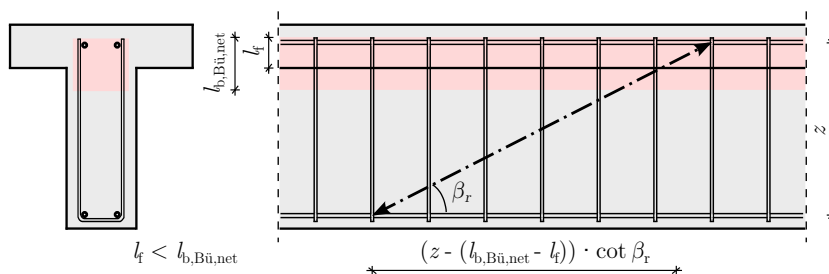
**Abbildung 4.3:** Ermittlung des Buegeltraganteils für oben offene Buegel mit geraden Stabenden, bei vollständiger Verankerung im Gurt

Falls die Verankerung der geraden Stabenden jedoch nur teilweise im Gurt erfolgt, und somit  $l_f < l_{b,Bü.net}$  gilt (vgl. Abbildung 4.4), so ist der Buegeltraganteil wie folgt zu ermitteln (Gl. 4.6):

$$V_{Rd,sy,ad} = a_{sw} \cdot (z - (l_{b,Bü.net} - l_f)) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \quad (4.6)$$

- mit:
- $z$  Hebelarm der inneren Kräfte ( $z = 0,9 \cdot d$ )
  - $\cot \beta_r$  Schubbrisswinkel nach Gl. 4.2 (nicht normenkonforme Bewehrungsformen dürfen für die Ermittlung von  $\rho_w$  voll angesetzt werden)
  - $a_{sw}$  Querkraftbewehrungsmenge nicht DIN-Fachbericht konformer Bewehrungsformen in  $\text{cm}^2/\text{m}$
  - $l_{b,Bü.net}$  Verankerungslänge der geraden Stabenden des Buegels nach DIN-FB-102 [2009]
  - $l_f$  Einbindetiefe der geraden Stabenden im Gurt

Geometrisch gesehen bedeutet dies, dass lediglich der wirksame Bereich der Buegelbewehrung mit voller Verankerung berücksichtigt bzw. für den Querkraftwiderstand in Ansatz gebracht wird, der nicht im Bereich der Verankerungslänge der geraden Stabenden im Stegbereich von dem diskreten Schubbriss gekreuzt wird.



**Abbildung 4.4:** Ermittlung des Buegeltraganteils für oben offene Buegel mit geraden Stabenden, bei teilweiser Verankerung im Gurt

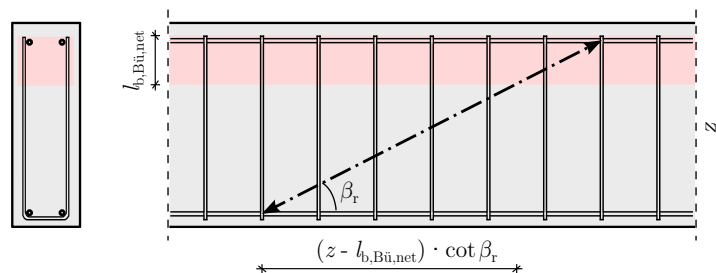
Falls die Verankerung der geraden Stabenden der offenen Buegel außerhalb eines Gurtes erfolgt (z. B. bei Querträgern ohne ausgeprägten Gurt bzw. mit Rechteckquerschnitt, vgl. Abbildung 4.5, oder



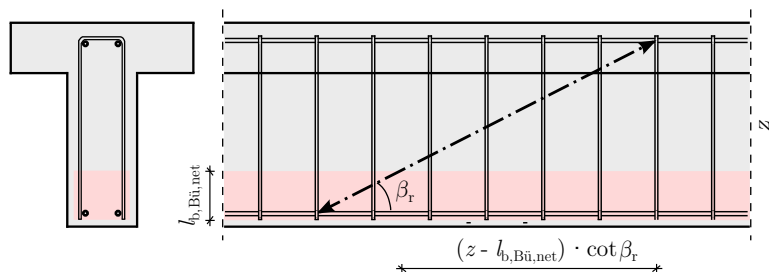
falls die Verankerungslänge der geraden Stabenden vollständig im Steg liegt, vgl. Abbildung 4.6), ist Gleichung 4.7 für die Ermittlung des Querkrafttraganteils der Bügelbewehrung anzuwenden.

$$V_{Rd,sy,ad} = a_{sw} \cdot (z - l_{b,Bü,net}) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \tag{4.7}$$

- mit:
- $z$  Hebelarm der inneren Kräfte ( $z = 0,9 \cdot d$ )
  - $\cot \beta_r$  Schubrisswinkel nach Gl. 4.2 (nicht normenkonforme Bewehrungsformen dürfen für die Ermittlung von  $\rho_w$  voll angesetzt werden)
  - $a_{sw}$  Querkraftbewehrungsmenge nicht DIN-Fachbericht konformer Bewehrungsformen in  $\text{cm}^2/\text{m}$
  - $l_{b,Bü,net}$  Verankerungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach DIN-FB-102 [2009]



**Abbildung 4.5:** Ermittlung des Bügeltraganteils für oben offene Bügel mit geraden Stabenden, bei Verankerung ohne Gurt



**Abbildung 4.6:** Ermittlung des Bügeltraganteils für unten offene Bügel mit geraden Stabenden, bei Verankerung außerhalb eines Gurtes

Die vorliegenden experimentellen Untersuchungen zeigen für diesen Fall eine deutliche Reduktion der Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu Trägern mit konventioneller, geschlossener Bügelbewehrung. Dies lässt sich damit begründen, dass der kritische Schubriss die Bewehrungselemente vollständig im Bereich der Verankerungslänge kreuzt. Es bedarf für diesen Fall somit eines vollständigen Ausschlusses des Verankerungsbereiches für die Anrechenbarkeit der Querkraftbewehrung.

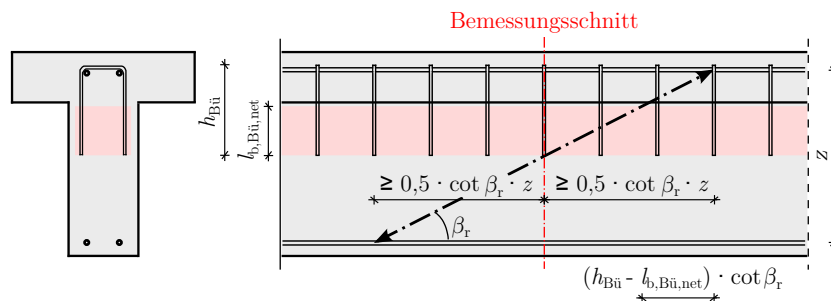
### Einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen

Beim Vorhandensein von einseitig offenen Steckbügeln, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen (z. B. von oben eingesteckte Zulagen im Stützbereich, vgl. Abbildung 4.7), dürfen diese

rechnerisch für den Querkraftwiderstand in Ansatz gebracht werden, falls die Steckbügel-Zulagen vor und hinter dem Bemessungsschnitt mindestens über den Bereich  $e = 0,5 \cdot \cot \beta_r \cdot z$  vorliegen. Bei Einhaltung dieses Kriteriums darf ein additiver Bügeltraganteil nach Gleichung 4.8 berechnet werden:

$$V_{\text{Rd, sy, ad}} = a_{\text{sw}} \cdot (h_{\text{Bü}} - l_{\text{b, Bü, net}}) \cdot f_{\text{ywd}} \cdot \cot \beta_r \quad (4.8)$$

- mit:  $h_{\text{Bü}}$  Höhe der einseitig offenen Steckbügel  
 $\cot \beta_r$  Schubrisswinkel nach Gl. 4.2 (nicht normenkonforme Bewehrungsformen dürfen für die Ermittlung von  $\rho_w$  voll angesetzt werden)  
 $a_{\text{sw}}$  Querkraftbewehrungsmenge nicht DIN-Fachbericht konformer Bewehrungsformen in  $\text{cm}^2/\text{m}$   
 $l_{\text{b, Bü, net}}$  Verankerungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach DIN-FB-102 [2009]



**Abbildung 4.7:** Ermittlung des Bügeltraganteils für nach unten offene Stecker als Zulage im Stützbereich

Trotz dessen, dass die Bügel nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen, zeigte sich in den Versuchen ein deutlicher Einfluss der Stecker als Zulage im Stützbereich. Die Querkraftbewehrungselemente gerieten teilweise ins Fließen und es kam zu einer Verlagerung des Versagens in den Feldbereich. Dementsprechend scheint es gerechtfertigt entsprechende Steckbügel zumindest teilweise (in den Bereichen außerhalb der Verankerungslängen, analog zu dem Vorgehen bei über die gesamte Querschnittshöhe reichender offener Bügelbewehrung mit geraden Stabenden) für die Querkrafttragfähigkeit anzurechnen.

### Zweiteilige Steckbügel mit geraden Stabenden und ggf. unzureichender Übergreifungslänge

Für die Anrechnung von zweiteiligen Steckbügeln mit geraden Stabenden und (nach DIN-FB-102 [2009]) unzureichender Übergreifungslänge (vgl. Abbildung 4.8) darf das Grundmaß der Verankerungslänge zur Ermittlung der erforderlichen Übergreifungslänge der Bügelschenkel  $l_{\text{s, Bü}}$  wie folgt berechnet werden (Gl. 4.9):

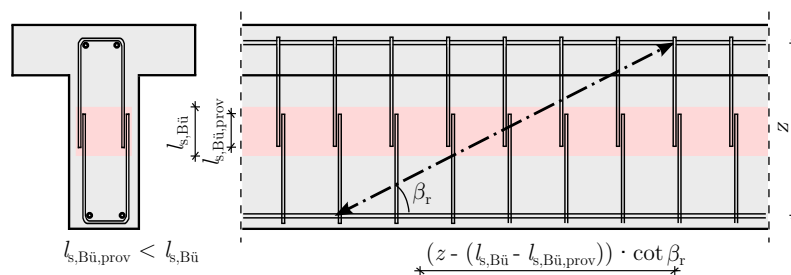
$$l_{\text{s, Bü}} = \frac{2}{3} \cdot l_{\text{b, rqd}} \quad (4.9)$$

- mit:  $l_{\text{b, rqd}}$  Grundmaß der Verankerungslänge des Betonstahls nach DIN-FB-102 [2009] in Abhängigkeit der Betonfestigkeitsklasse und Verbundbedingungen

Für typische Stoßabstände von Bügelbewehrung ergeben sich bei der Ermittlung der erforderlichen Übergreifungslänge in der Regel reduzierte Beiwerte  $\alpha_1$  zur Berücksichtigung eines Stoßanteils. Falls die vorhandene Übergreifungslänge der zweiteiligen Bügelbewehrung größer oder gleich der erforderlichen Übergreifungslänge unter Ansatz des Grundmaßes der Verankerungslänge nach Gleichung 4.9 ist, darf diese wie eine geschlossene Bügelbewehrung betrachtet werden. Für den Fall, dass die vorhandene Übergreifungslänge die reduzierte erforderliche Übergreifungslänge  $l_{s,Bü}$  dennoch unterschreitet, so ist der effektive Bügeltraganteil wie folgt zu ermitteln (Gl. 4.10):

$$V_{Rd,sy,ad} = a_{sw} \cdot (z - (l_{s,Bü} - l_{s,Bü,prov})) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \beta_r \tag{4.10}$$

- mit:  $a_{sw}$  Querkraftbewehrungsmenge nicht DIN-Fachbericht konformer Bewehrungsformen in  $\text{cm}^2/\text{m}$   
 $\cot \beta_r$  Schubbrisswinkel nach Gl. 4.2 (nicht normenkonforme Bewehrungsformen dürfen für die Ermittlung von  $\rho_w$  voll angesetzt werden)  
 $l_{s,Bü}$  erforderliche Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach DIN-FB-102 [2009]  
 $l_{s,Bü,prov}$  vorhandene Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels



**Abbildung 4.8:** Ermittlung des Bügeltraganteils für zweiteilige Steckbügel mit unzureichender Übergreifungslänge

In den Versuchen wurde die Verankerungslänge der zweiteiligen Bügel ( $\varnothing 6 \text{ mm}$ ) zu lediglich  $l_{s,Bü,prov} = 11,5 \text{ cm}$  gewählt. Dieser Wert stützt sich auf die Untersuchungen von Kupfer [1975] zu Übergreifungsstößen von zweiteiligen Bügeln. Da die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten der Versuchskörper mit gestoßenen, zweiteiligen Bügeln ähnlich wie die der Versuchsträger mit geschlossenen, konventionellen Bügeln waren, scheint es gerechtfertigt, die Übergreifungslängen für Bügel in gleicher Größenordnung wie Kupfer [1975] anzusetzen. In Analogie zu den Regelungen in DIN-FB-102 [2009] wird daher vorgeschlagen für die erforderliche Übergreifungslänge von zweiteiligen Bügeln mit geraden Stabenden den Grundwert der Verankerungslänge nach DIN-FB-102 [2009] um den Faktor  $2/3$  zu reduzieren. Der Faktor darf nach DIN-FB-102 [2009] analog auch für den Nachweis von Übergreifungslängen bei direkter Lagerung angesetzt werden. Hintergrund für die Reduzierung der Übergreifungslänge infolge einer direkten Lagerung ist dabei der günstig wirkende Druckspannungszustand im Auflagerbereich, der sich infolge von direkten Druckstreben für den Verankerungsbereich einstellt. Diese Logik lässt sich analog auch auf den Übergreifungsstoß eines zweiteiligen Bügels übertragen.

#### 4.1.4 Anwendung bei glattem Betonstahl

Wie bereits in Kapitel 3.6 erläutert, unterscheidet sich das Verbundverhalten glatter Bewehrung - durch den fehlenden Anteil eines Scherverbunds der Rippen - grundlegend von dem eines Betonrippenstahls. Das Verbundverhalten des glatten Betonstahls hängt vor allem von der Oberflächenrauigkeit ab, die großen Schwankungen unterworfen und grundsätzlich nur durch direkte Rauigkeitsmessungen genauer ermittelbar ist. Zur vollen Aktivierung einer Bügelbewehrung aus Glattstahl sind größere Rissöffnungen notwendig (vgl. Kapitel 3.5.4). Je nach vorhandener Verbundlänge der vertikalen Bügelschenkel, die sich aus dem Kreuzungspunkt des kritischen Schubrisses mit dem jeweiligen Bügel ergibt, ist eine Verankerung der Bügelkraft teilweise erst in den Umlenkstellen am Stabende in Form von Umbiegungen oder Rundhaken möglich (vgl. z.B. [Brantschen et al., 2016]). Da bereits ab 1916 eine Ausführung von Stabenden mit Haken, sowohl bei Endverankerungen als auch bei Übergreifungsstößen, verpflichtend war [DAfEb, 1916] (vgl. Kapitel 2.5) und entsprechende Empfehlungen sogar bereits früher ausgesprochen wurden, finden sich nur bei wenigen, sehr alten Brücken Querkraftbewehrungselemente aus glattem Betonstahl mit geraden Stabenden und ohne Endhaken.

Der günstige Effekt von Haken am Stabende konnte auch durch die eigenen Tastversuche bestätigt werden. So kam es bei allen Versuchen zu einem Fließen des Betonstahls, was darauf hindeutet, dass die frühere Regelung einer vollen Verankerung für Stabdurchmesser  $\leq 25$  mm bei Vorhandensein von Endhaken womöglich gerechtfertigt scheint. Für glatten Betonstahl besitzt die günstige Wirkung von Haken am Stabende auf die Verbundlänge einen weitaus größeren Einfluss. Bei einer Ausbildung der Endhaken nach damaligen konstruktiven Vorgaben (vgl. [DIN 1045, 1972] und Kapitel 2.5) scheint der Hakenbeiwert zur Berechnung der erforderlichen Verbundlänge nach DIN-FB-102 [2009] somit als sehr konservativ. Trotz der geringen Anzahl an Versuchen zur Absicherung dieser Erkenntnisse wird die günstige Wirkung von Endhaken für die Ermittlung der Verankerungs- und Übergreifungslänge von glatten Betonstählen bis zu einem Stabdurchmesser von 25 mm für das vereinfachte Modell daher mit einem Hakenbeiwert von  $\alpha_a = 0,5$  berücksichtigt. Dies gilt jedoch nur, falls die Haken den genannten konstruktiven Anforderungen genügen und die Betondeckung im Krümmungsbereich rechtwinklig zur Krümmungsebene mindestens  $3d_s$  beträgt. Andernfalls ist eine genauere Betrachtung zu Auswirkungen abweichender Hakengeometrien bzw. einer reduzierten Betonüberdeckung auf die Verbundfestigkeit notwendig. Die Berücksichtigung des Einflusses einer geringeren Betondeckung auf das Verbundverhalten kann beispielsweise nach dem Verbundmodell von Schenkel [1998] erfolgen. Dieses Modell greift auch die SIA 269/2 [2011] auf, um die Auswirkungen zu berücksichtigen [Zwicky, 2012]. Auf den Einfluss der unterschiedlichen Verbundlängen der einzelnen Bügelbewehrungselemente auf die mittlere Verbundspannung wird für das vereinfachte Modell verzichtet. Die ansetzbaren Verbundspannungen für glatte Stäbe mit Haken können, analog zu [Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung, 2015] bzw. [DIN V ENV 1992-1-1, 1992], für gute Verbundbedingungen vereinfacht nach Gleichung 4.11 ermittelt werden:

$$f_{bd} = 0,36 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{1}{\gamma_c} \quad (4.11)$$

Bei nur mäßigen Verbundbedingungen wird empfohlen, die Werte nach Gleichung 4.11 mit dem Faktor 0,7 zu multiplizieren. Des Weiteren dürfen die Werte nach Gleichung 4.11 bei vorwiegend nicht ruhender Belastung nur mit ihrem 0,85-fachen Betrag in Rechnung gestellt werden. Die Verbundbedingungen sind hierbei separat zu erfassen. [Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung, 2015]. Aufgrund der großen Streuung der Verbundspannungen für glatte Bewehrung infolge einer schwankenden Oberflächenrauigkeit ist die ansetzbare Verbundspannung beim Vorhandensein von geraden Stabenden ohne geometrische Umlenkstellen zusätzlich mit dem Faktor 0,5 zu reduzieren.

#### 4.1.5 Interaktion zwischen Querkraft und Torsion

Bei einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft und Torsion ist ein abweichendes Vorgehen erforderlich, falls nicht normenkonform ausgeführte Bügelbewehrung als Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden soll. So dürfen oben offene Bügel mit geraden Stabenden, die außerhalb des Gurtes verankert sind, und einseitig offene Steckbügel, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen, grundsätzlich nicht als Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden. Dies ist darin begründet, dass für die genannten Bügelformen keine Ausbildung eines umlaufenden Torsionsschubflusses möglich ist.

Für oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden, die vollständig im Gurt verankert und durch eine Querbewehrung im Gurt geschlossen sind, ist hingegen eine volle Anrechenbarkeit als Torsionsbügelbewehrung möglich, da sich durch den Flansch und die dortige zusätzliche horizontale Querbewehrung ein umlaufender Torsionsschubfluss einstellen kann (vgl. hierzu auch [Hegger et al., 2019]).

Falls die Verankerung der geraden Stabenden jedoch nur teilweise im Gurt erfolgt (vgl. Abbildung 4.3), so ist der Bemessungswert  $T_{Rd,sy}$  des aufnehmbaren Torsionsmomentes durch die Torsionsbügelbewehrung mit dem Faktor  $k_{z,oB}$  (Gleichung 4.12) abzumindern:

$$k_{z,oB} = 1 - \frac{l_{b,B\ddot{u},net} - l_f}{z} \quad (4.12)$$

mit:  $z$  Hebelarm der inneren Kräfte ( $z = 0,9 \cdot d$ )  
 $l_f$  Einbindetiefe der geraden Stabenden im Gurt  
 $l_{b,B\ddot{u},net}$  Verankerungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach DIN-FB-102 [2009]

Zweiteilige Steckbügel mit geraden Stabenden und nach DIN-FB-102 [2009] unzureichender Übergreifungslänge der beiden Bügelteile dürfen voll als Torsionsbügelbewehrung angerechnet werden, sofern die vorhandene Übergreifungslänge  $l_{s,B\ddot{u}}$  der beiden Bügelschenkel größer oder gleich dem Grundmaß der Verankerungslänge nach Gleichung 4.9 ist. Falls die vorhandene Übergreifungslänge  $l_{s,B\ddot{u}}$  die reduzierte erforderliche Übergreifungslänge nach Gleichung 4.9 dennoch unterschreitet, so ist der Bemessungswert  $T_{Rd,sy}$  des aufnehmbaren Torsionsmomentes durch die Torsionsbügelbewehrung mit dem Faktor  $k_{z,zB}$  nach Gleichung 4.13 abzumindern:

$$k_{z,zB} = 1 - \frac{l_{s,B\ddot{u}} - l_{s,B\ddot{u},prov}}{z} \quad (4.13)$$

mit:	$z$	Hebelarm der inneren Kräfte ( $z = 0,9 \cdot d$ )
	$l_{s,Bü}$	erforderliche Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels nach DIN-FB-102 [2009]
	$l_{s,Bü,prov}$	vorhandene Übergreifungslänge der geraden Stabenden des Bügels

Die Abminderungsfaktoren nach den Gleichungen 4.12 und 4.13 sind dem Umstand geschuldet, dass die erforderliche Torsionsbügelbewehrung nicht in Abhängigkeit des inneren Hebelarms  $z$  berechnet wird. Für die genannten Bügelformen ist jedoch ein analoges Vorgehen wie für die Anrechnung als Querkraftbewehrung möglich, so dass die Faktoren eine Übertragbarkeit des Vorgehens gestatten.

#### 4.1.6 Vergleich mit den Ergebnissen der eigenen Versuche

Neben dem Vergleich der rechnerisch und experimentell ermittelten Schubbrisswinkel werden - soweit möglich - nachfolgend auch die entsprechenden Querkrafttraganteile der Bügelbewehrung verglichen. Für die Versuche mit T-Querschnitt ist dabei jedoch kein direkter Vergleich möglich, da keine Ergebnisse ohne Querkraftbewehrung vorliegen. Anhand der Dehnungsmessungen mit DMS (vgl. Anhang A) lässt sich jedoch feststellen, dass die meisten bei Bruchlast durch den kritischen Schubbriss gekreuzten Bügel bis zum Erreichen der Fließdehnung aktiviert werden konnten. Vereinzelt kann die Fließdehnung in den Bügeln jedoch nicht erreicht werden, was auf das Verbundverhalten des glatten Betonstahls zurückzuführen ist. So sind zur vollständigen Aktivierung des Glattstahls bis zur Streckgrenze weitaus größere Schubbrissbreiten notwendig und die Verbundfestigkeit der glatten Bewehrung ist großen Schwankungen unterworfen. Diesbezüglich sei jedoch erwähnt, dass für den glatten Bewehrungsstahl zwar grundsätzlich eine konstantere Verteilung der Dehnungen entlang der Bügelschenkel zu erwarten ist, geringe Dehnungsmesswerte jedoch möglicherweise auch auf eine Nichterfassung von Spitzenwerten aufgrund der diskreten Messung mit DMS zurückführbar sind.

Zur Ermittlung der jeweiligen Bügeltraganteile scheint es zunächst naheliegend, diesen aus der jeweiligen Differenz der Bruchlasten mit und ohne Querkraftbewehrung zu ermitteln. Für einen Vergleich der rechnerisch und experimentell ermittelten Traganteile der Querkraftbewehrung wurde die jeweilige Anzahl der durch Schubbrissbildung im kritischen Schnitt aktivierten Bügel bestimmt. Die Anzahl der „voll aktivierten“ Bügel aus dem Versuch wurde dabei unter Ansatz von Mittelwerten der Materialfestigkeiten aus der Differenz der jeweiligen Bruchlast und der Querkrafttragfähigkeit des Versuchs R1-o ohne Querkraftbewehrung bestimmt. Um den Einfluss unterschiedlicher Beton(druck-)festigkeiten zu berücksichtigen, wurden die Traglasten vereinfacht mit dem Faktor  $f_{cm,cyl}^{1/3}$  entsprechend skaliert. Die mittlere Betonzugfestigkeit zur Ermittlung der Verankerungs- und Übergreifungslängen wurde aus der (Zylinder-)Druckfestigkeit ( $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{cm,cyl}^{2/3}$ ) ermittelt. Die rechnerischen Bügeltraganteile wurden für den Vergleich sowohl als Mittelwert  $V_{rm,sy(ad)}$  als auch als Designwert  $V_{rd,sy(ad)}$  berechnet. Tabelle 4.1 fasst die Ergebnisse des Vergleichs zusammen:

**Tabelle 4.1:** Vergleich der experimentell (aus der Differenz der Bruchlasten mit und ohne Bügelbewehrung) und rechnerisch ermittelten Bügeltraganteile

Versuch	$z_m^*$ [m]	$z_d^*$ [m]	$a_{sw}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\Delta V_{Bü}$ [kN]	$n_{Bü,exp}$ [-]	$n_{Bü,calc,m}$ [-]	$n_{Bü,calc,d}$ [-]	$\eta_m$ [-]	$\eta_d$ [-]
R2-gB	0,66	0,66	2,26	98,23	2,95	5,13	3,88	<b>1,74</b>	<b>1,31</b>
R3-gB	0,66	0,66	2,26	94,06	2,85	5,13	3,96	<b>1,80</b>	<b>1,39</b>
R4-ooB	0,47	0,47	2,26	101,09	3,06	3,97	2,44	<b>1,29</b>	<b>0,80</b>
R6-gBS	0,66	0,66	2,26	139,06	4,21	4,88	3,52	<b>1,16</b>	<b>0,83</b>
R7-gBS	0,66	0,66	2,26	85,38	2,59	4,90	3,65	<b>1,89</b>	<b>1,41</b>
R8-zB	0,66	0,61	2,26	103,77	3,09	4,98	3,42	<b>1,61</b>	<b>1,11</b>
R9-zB	0,65	0,57	2,26	117,46	3,50	4,68	2,86	<b>1,34</b>	<b>0,82</b>
R11-gB	0,66	0,66	6,28	337,22	3,62	4,05	2,57	<b>1,12</b>	<b>0,71</b>

mit:	$z_m^*$	modifizierter innerer Hebelarm (Mittelwert)
	$z_d^*$	modifizierter innerer Hebelarm (Designwert)
	$\Delta V_{Bü}$	Differenz der Bruchlast zu Versuch R1-o ohne Bügelbewehrung
	$n_{Bü,exp}$	Anzahl der voll aktivierten Bügel aus $\Delta V_{Bü}$
	$n_{Bü,calc,m}$	Anzahl der voll aktivierten Bügel aus Berechnung mit Mittelwerten
	$n_{Bü,calc,d}$	Anzahl der voll aktivierten Bügel aus Berechnung mit Designwerten
	$\eta_m$	Verhältniswert $n_{Bü,calc,m}/n_{Bü,exp}$
	$\eta_d$	Verhältniswert $n_{Bü,calc,d}/n_{Bü,exp}$

Es zeigt sich eine relativ schlechte Übereinstimmung zwischen experimentell und rechnerisch ermitteltem Bügeltraganteil. So liegen die rechnerisch ermittelten Bügeltraganteile, selbst unter Ansatz von Designwerten der Materialfestigkeiten, deutlich über den experimentell ermittelten Bügeltraganteilen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der aus den Versuchsergebnissen bestimmte Bügeltraganteil, bei Ermittlung aus der jeweiligen Differenz mit und ohne Querkraftbewehrung, stark unterschätzt wird. Grund hierfür ist eine Verschiebung der verschiedenen Querkrafttraganteile in Abhängigkeit des vorhandenen Querkraftbewehrungsgehaltes. So zeigt die Auswertung der photogrammetrischen Messungen (vgl. Abschnitt 3.7.4), dass bei Vorhandensein einer geringen Querkraftbewehrung ( $\rho_w = 0,905\%$ ) im Bruchzustand kein Querkrafttraganteil infolge Rissreibung vorhanden ist, für den Versuch R1-o (ohne Querkraftbewehrung) jedoch ein Traganteil infolge Rissreibung von 44,90 kN nachgewiesen werden konnte.

Bei Berücksichtigung des Rissreibungsanteils von 44,90 kN für Versuch R1-o ergeben sich entsprechend höhere Differenzwerte  $\Delta V_{Bü}$  aus den Versuchen und es zeigt sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung des rechnerisch und experimentell ermittelten Bügeltraganteils (vgl. Tabelle 4.2).

**Tabelle 4.2:** Vergleich der experimentell (aus der Differenz der Bruchlasten mit und ohne Bügelbewehrung) und rechnerisch ermittelten Bügeltraganteile mit Berücksichtigung des Rissreibungsanteils

Versuch	$z_m^*$ [m]	$z_d^*$ [m]	$a_{sw}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\Delta V_{Bü}$ [kN]	$n_{Bü,exp}$ [-]	$n_{Bü,calc,m}$ [-]	$n_{Bü,calc,d}$ [-]	$\eta_m$ [-]	$\eta_d$ [-]
R2-gB	0,66	0,66	2,26	143,13	4,30	5,13	3,88	<b>1,19</b>	<b>0,90</b>
R3-gB	0,66	0,66	2,26	138,96	4,21	5,13	3,96	<b>1,22</b>	<b>0,94</b>
R4-ooB	0,47	0,47	2,26	145,99	4,42	3,97	2,44	<b>0,90</b>	<b>0,55</b>
R6-gBS	0,66	0,66	2,26	183,96	5,58	4,88	3,52	<b>0,88</b>	<b>0,63</b>
R7-gBS	0,66	0,66	2,26	130,28	3,95	4,90	3,65	<b>1,24</b>	<b>0,92</b>
R8-zB	0,66	0,61	2,26	148,67	4,43	4,98	3,42	<b>1,12</b>	<b>0,77</b>
R9-zB	0,65	0,57	2,26	162,36	4,84	4,68	2,86	<b>0,97</b>	<b>0,59</b>
R11-gB	0,66	0,66	6,28	382,12	4,10	4,05	2,57	<b>0,99</b>	<b>0,63</b>

mit:  $z_m^*$  modifizierter innerer Hebelarm (Mittelwert)  
 $z_d^*$  modifizierter innerer Hebelarm (Designwert)  
 $\Delta V_{Bü}$  Differenz der Bruchlast zu Versuch R1-o ohne Bügelbewehrung bei Berücksichtigung eines Rissreibungsanteils  
 $n_{Bü,exp}$  Anzahl der voll aktivierten Bügel aus  $\Delta V_{Bü}$   
 $n_{Bü,calc,m}$  Anzahl der voll aktivierten Bügel aus Berechnung mit Mittelwerten  
 $n_{Bü,calc,d}$  Anzahl der voll aktivierten Bügel aus Berechnung mit Designwerten  
 $\eta_m$  Verhältniswert  $n_{Bü,calc,m}/n_{Bü,exp}$   
 $\eta_d$  Verhältniswert  $n_{Bü,calc,d}/n_{Bü,exp}$

Der Bügeltraganteil wird durch den vorgeschlagenen vereinfachten Ansatz auf Mittelwertniveau nur vereinzelt leicht überschätzt, wobei anzumerken ist, dass sich die Überschreitungen fast ausschließlich für die Versuche mit geschlossener Bügelbewehrung ergeben. Bei Ermittlung des Bügeltraganteils im Bruchzustand anhand der Rissbilder (Anhang A) und den Ergebnissen der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung ergeben sich noch höhere experimentelle Bügeltraganteile, so dass davon ausgegangen werden kann, dass der gewählte vereinfachte Ansatz tendenziell auf der sicheren Seite liegt.

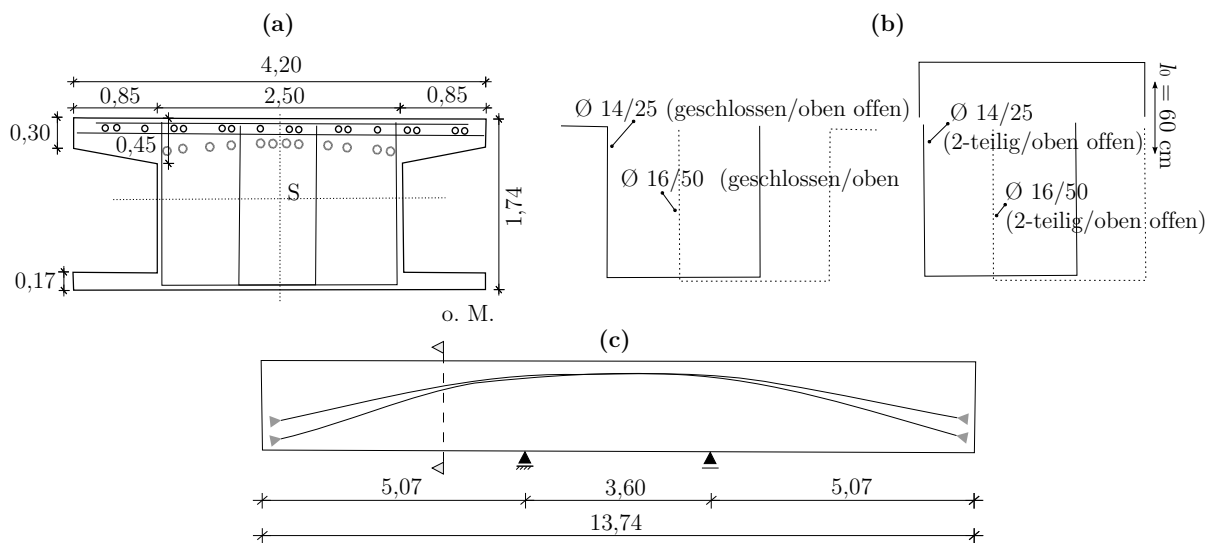
#### 4.1.7 Anwendungsbeispiel

Im Folgenden wird die Anwendung des entwickelten Bemessungskonzeptes für eine nicht normenkonform ausgeführte Bügelbewehrung anhand eines realen Bestandsbauwerks beispielhaft dargestellt. Dabei wird ein Querträger des Brückenbauwerks „BAB 565, Rheinbrücke Bonn-Nord, linksrheinische Vorlandbrücke“ in Stützenachse 17 betrachtet, der zum Teil mit einer Querkraftbewehrung ausgeführt wurde, die nicht im Einklang mit den aktuellen Regelwerken steht und daher nicht mehr angerechnet werden dürfte. Nachfolgend wird zunächst das Bauwerk allgemein beschrieben und es werden die wesentlichen Bauteilabmessungen und Querschnittswerte sowie die Materialkennwerte angegeben.

Bei der Brücke handelt es sich um eine Hochstraße mit 21 Feldern mit einer Gesamtlänge von 659,36 m, die im Jahre 1967 abschnittsweise auf einem bodengestützten Traggerüst hergestellt wurde.



Den Brückenquerschnitt bilden ein- bis dreizellige, vergleichsweise gedrungene, Hohlkästen mit einer Konstruktionshöhe von konstant 1,74 m. Die Überbauten wurden in Längs- und Querrichtung durch Spannglieder mit nachträglichem Verbund beschränkt vorgespannt. Auch die Querträger erhielten eine entsprechende, parabelförmig geführte Vorspannung. Das Brückenbauwerk wurde ursprünglich für die Brückenklasse 60 nach DIN 1072 [1952] bemessen. Der Bemessung liegt die Norm DIN 4227 [1953] zugrunde. Als Baustoffe wurden ein Beton B450 (entspricht nach Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken [2011] einem C 30/37), ein gerippter Betonstahl BSt IIIb ( $f_{yk} = 420$  MPa) und ein Spannstahl St 150/170 (entspricht nach Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken [2011] einem St 1470/1665) verwendet. Die DIN 4227 [1953], nach der das Brückenbauwerk bemessen wurde, fordert keine Mindestschubbewehrung. Die Schubbemessung in der Bestandsstatik erfolgte mittels Hauptzugspannungsnachweis im Zustand I, wobei die Schubbewehrung größtenteils konstruktiv mit einer Schubdeckung von ca. 50 % (40 % Schubdeckung infolge Querkraftbeanspruchung und 10 % pauschaler Aufschlag für Schubspannungen infolge einer Torsionsbelastung) gewählt wurde. Im Zuge der bisher durchgeführten Bauwerksprüfungen konnten in den Querträgern keine Schrägrisse vorgefunden werden, die in Bezug auf die Querkrafttragwirkung auf eine tatsächliche Überbeanspruchung schließen ließen. Abbildung 4.9 zeigt einen Quer- und Längsschnitt des betrachteten Stützquerträgers und das zugehörige statische System mit einer Darstellung des Spanngliederverlaufs.



**Abbildung 4.9:** (a) Querschnitt, (b) Auszüge der Querkraftbewehrung und (c) Längsschnitt sowie statisches System für einen beispielhaften Querträger in Stützenachse 17 („Stützquerträger“) der „BAB 565, Rheinbrücke Bonn-Nord, linksrheinische Vorlandbrücke“ mit Darstellung des Spanngliederverlaufs sowie des maßgebenden Bemessungsschnitts

Aus der Nachrechnung ergeben sich für den maßgebenden Schnitt im Stützbereich des Querträgers die in Tabelle 4.3 aufgezeigten nachzuweisenden Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Tabelle 4.3 fasst ferner die Querschnittswerte für den betrachteten Bemessungsschnitt zusammen. Der Querkrafttraganteil der geneigten Spannglieder wurde hierbei bereits auf der Einwirkungsseite berücksichtigt.

**Tabelle 4.3:** Schnittgrößen und Querschnittswerte für den maßgebenden Bemessungsschnitt im Stützbereich des Querträgers

$V_{Ed}$	$M_{Ed}$	$N_{Ed}$	$A_P$	$A_{sl}$	$A_c$	$I_y$
[kN]	[kNm]	[kN]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>4</sup> ]
6 261	-31 813	17 700	12,44	22,6	5,2765	1,571
$z_s$	h	b	$b_w$	d	$b_{eff,i}$	$d_1$
[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
0,831	1,74	4,20	2,50	1,685	0,95	0,0055

Als Querkraftbewehrung wurden im betrachteten Querträger sowohl mit Querstäben im Obergurt geschlossene, normenkonforme Bügel (2 x  $\varnothing$  14 mm/25 cm, einschnittig, jeweils  $a_{sw} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), oben offene Bügel mit geraden Stabenden (2 x  $\varnothing$  14 mm/25 cm, einschnittig, jeweils  $a_{sw} = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$  und 2 x  $\varnothing$  16 mm/50 cm, einschnittig, jeweils  $a_{sw} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) als auch zweiteilige Bügel mit nach DIN-FB-102 [2009] unzureichender Übergreifung der geraden Stabenden ( $\varnothing$  16 mm/50 cm, einschnittig, jeweils  $a_{sw} = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$  mit  $l_{s,B\ddot{u},prov} = 60 \text{ cm} < l_{s,B\ddot{u}} = 69,6 \text{ cm}$ ) verwendet (vgl. Abbildung 4.9(b)).

Entsprechend der Anforderungen an die konstruktive Durchbildung von Querkraftbewehrung nach DIN-FB-102 [2009] darf demnach nur ein sehr geringer Anteil ( $a_{sw} = 12,32 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) der gesamten Bügelbewehrung ( $a_{sw} = 40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Ansatz gebracht werden. Da für den Querkraftnachweis nach DIN-FB-102 [2009] (Nachweis nach Stufe 1 der Nachrechnungsrichtlinie) für Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung (vorliegender Fall) kein expliziter Betontraganteil berücksichtigt werden darf, ergibt sich somit (bei strenger Berücksichtigung der normativen Vorgaben) beim Querkraftnachweis ein sehr hoher Ausnutzungsgrad von  $\eta = 5,24$ . Für Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ergibt sich demgegenüber mit  $\eta = 2,41$  nach wie vor eine große Überschreitung beim Querkraftnachweis, wobei sich der Ausnutzungsgrad unter dieser Annahme deutlich reduziert. Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit kann nach diesem Vorgehen somit bei Weitem nicht erfüllt werden.

Bei Anwendung der erweiterten Berechnungsansätze nach Stufe 2 der BEM-ING [2020] (vgl. hierzu auch Abschnitt 3.8) für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung lässt sich ein expliziter, additiver Betontraganteil berücksichtigen. Unter Ansatz der geringen Menge an normenkonform ausgeführter Querkraftbewehrung reduziert sich der Ausnutzungsgrad deutlich auf  $\eta = 1,29$ , wobei der Nachweis nach wie vor nicht erfüllt werden kann.

Die Beachtung der zuvor formulierten, erweiterten Anwendungsregeln zur rechnerischen Berücksichtigung abweichender Bügelformen lässt demgegenüber den Ansatz einer größeren Querkraftbewehrungsmenge zu. So dürfen zweiteilige Bügel mit kurzer Übergreifungslänge analog zu einer geschlossenen Bügelbewehrung behandelt werden, falls die vorhandene Übergreifung der geraden Stabenden größer oder mindestens gleich der erforderlichen Übergreifungslänge  $l_{s,B\ddot{u}}$  nach Gleichung 4.9 ist. Für den

vorliegenden Fall ergibt sich die nach DIN-FB-102 [2009] erforderliche Übergreifungslänge (gerade Stabenden  $\varnothing$  16 mm aus geripptem Betonstahl, Beton C 30/37) zu:

$$l_s = l_{b,rqd} \cdot \alpha_1 = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{420}{1,15} \cdot \frac{1}{2,1} \cdot 1,0 = 69,6 \text{ cm} > l_{s,B\ddot{u},prov} = 60 \text{ cm}$$

Nach Gleichung 4.9 berechnet sich die reduzierte rechnerische Übergreifungslänge  $l_{s,B\ddot{u}}$  für zweiteilige Bügel mit Übergreifung zu:

$$l_{s,B\ddot{u}} = \frac{2}{3} \cdot l_{b,rqd} \cdot \alpha_1 = \frac{2}{3} \cdot 69,6 \text{ cm} = 46,4 \text{ cm}$$

Die zweiteilige Bügelbewehrung kann demnach analog zu einer konventionellen, geschlossenen Querkraftbewehrung betrachtet und voll in Ansatz gebracht werden. Für die oben offenen Bügel mit geraden Stabenden (gerade Stabenden  $\varnothing$  14 mm und  $\varnothing$  16 mm aus geripptem Betonstahl) wird zunächst die nach DIN-FB-102 [2009] erforderliche Verankerungslänge  $l_{b,B\ddot{u},net}$  berechnet:

$$\varnothing 14 \text{ mm: } l_{b,B\ddot{u},net} = 1,4/4 \cdot \frac{420}{1,15} \cdot \frac{1}{2,1} = 60,9 \text{ cm}$$

$$\varnothing 16 \text{ mm: } l_{b,B\ddot{u},net} = 1,6/4 \cdot \frac{420}{1,15} \cdot \frac{1}{2,1} = 69,6 \text{ cm}$$

Im vorliegenden Fall beträgt die Einbindelänge der geraden Stabenden im Gurt  $l_f = 45 \text{ cm}$  (vgl. Abbildung 4.9(a)). Die Verankerungslänge der geraden Stabenden liegt somit nur teilweise im Gurtbereich und der Bügeltraganteil der nicht normenkonformen Bügelbewehrung ist nach Gleichung 4.6 zu berechnen.

Zur Berechnung der Bügeltraganteile wird zunächst der Kotangens des Risswinkels  $\beta_r$  nach Gleichung 4.2 ermittelt. Hierbei wird der vorhandene Querkraftbewehrungsgrad unter Ansatz der gesamten Bügelbewehrung ( $a_{sw} = 40,72 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) bestimmt.

$$\cot \beta_r = 1,2 + \frac{30 \cdot 0,85}{1,5} \cdot \frac{1}{70 \cdot \frac{40,72}{2,5 \cdot 10\,000}} \cdot \frac{420}{1,15} - 1,4 \cdot \frac{17,7 \cdot 1,5}{5,2765 \cdot 30 \cdot 0,85} = 1,88 \leq 2,0$$

Der Querkrafttraganteil der oben offenen Bügel mit geraden Stabenden kann nun nach Gleichung 4.6 ermittelt werden:

$$V_{Rd,sy,ad} = 2 \cdot 6,16 \cdot (0,9 \cdot 1,685 - (0,609 - 0,45)) \cdot (42,0/1,15) \cdot 1,88 + 2 \cdot 4,02 \cdot (0,9 \cdot 1,685 - (0,696 - 0,45)) \cdot (42,0/1,15) \cdot 1,88 = 1\,849,7 \text{ kN}$$

Der Querkrafttraganteil der normenkonformen Bügelbewehrung sowie der analog zu betrachtenden zweiteiligen Bügel mit Übergreifung ergibt sich nach Gleichung 4.5 zu:

$$V_{Rd,sy} = (2 \cdot 6,16 + 2 \cdot 4,02) \cdot 0,9 \cdot 1,685 \cdot (42/1,15) \cdot 1,88 = 2\,120,0 \text{ kN}$$

Der gesamte Querkraftwiderstand der Bügelbewehrung kann nun nach Gleichung 4.4 ermittelt werden:

$$V_{Rd,sy,mod} = V_{Rd,sy} + V_{Rd,sy,ad} = 2\,120,0 + 1\,849,7 = 3\,969,7 \text{ kN}$$

Nach dem Fachwerkmodell mit konstantem Betontraganteil nach BEM-ING [2020] ergibt sich unter Berücksichtigung des Duktilitätskoeffizienten  $k_{ct}$  sowie des Mindestwerts  $V_{Rd,ct,min}$  ein zusätzlicher Betontraganteil von  $V_{Rd,ct} = 3\,924,6 \text{ kN}$  (auf eine detaillierte Darstellung der Ermittlung wird an dieser Stelle verzichtet).

Der gesamte Querkraftwiderstand ergibt sich demnach zu:

$$V_{Rd} = 1\,849,7 + 2\,120,0 + 3\,924,6 = 7\,894,3 \text{ kN}$$

und der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit kann mit einer Ausnutzung von

$$\eta = 6\,261,0 / 7\,894,3 = 0,79 < 1,0$$

erfüllt werden.

## 4.2 Entwicklung eines mechanisch begründeten Querkraftmodells für Bestandsbrücken

### 4.2.1 Allgemeines und Eingrenzung

Nachfolgend wird, aufbauend auf vorhandenen Modellansätzen sowie den Erkenntnissen aus den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen, ein mechanisch begründetes Ingenieurmodell zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken (mit veränderlicher Spanngliedgeometrie) im Bestand, unter Berücksichtigung der Verbundbedingungen von Betonstahlbewehrung und Spanngliedern sowie einer Durchlaufwirkung, entwickelt.

Für die Nachweisführung wird hierbei das Konzept der Zoneneinteilung, welches bereits in DIN 4227 [1953] Verwendung fand und von Huber [2016] wieder aufgegriffen wurde, übernommen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll dabei lediglich der Bereich mit potentieller Biegeschubrissbildung (Bereich, in dem die Randzugspannungen die Zugfestigkeit  $f_{ct}$  überschreiten) betrachtet werden. Der Bereich mit potentieller Biegeschubrissbildung ist, insbesondere im Bereich der Innenstütze, in der Regel maßgebend für den Querkraftnachweis bei Durchlaufträgern mit Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt. Für die restlichen Trägerbereiche (ungerissene Bereiche und Bereiche mit reiner Schubrissbildung, z. B. Träger mit I-Querschnitt, deren maximale Hauptzugspannung nicht am Querschnittsrand sondern im Steg auftritt) wird auf die Nachweisführung nach dem Hauptzugspannungskriterium unter Berücksichtigung einer effektiven Zugfestigkeit (siehe [Huber, 2016; OENORM B 4008-2:, 2019; Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung, 2015]) verwiesen. Ferner wird ein Druckstrebenversagen nicht betrachtet. Dieser Nachweis ist gesondert nach den Vorgaben in der BEM-ING [2020] zu führen. Im Rahmen dieser Arbeit wird das Modell des Weiteren zunächst auf einen geringen Querkraftbewehrungsgrad ( $\rho_w \leq 1,5 \cdot \rho_{w,\min}$ ) beschränkt, da ansonsten die getroffenen Annahmen für eine diskrete (Biege-)Schubrissbildung und die vernachlässigten Querkrafttraganteile (hierbei insbesondere die Vernachlässigung eines Querkrafttraganteils infolge Rissreibung) in Frage zu stellen sind. Ferner erfolgt die Herleitung des Modellansatzes zunächst nur für einen linear veränderlichen Momentenverlauf (Belastung mit Einzellasten). Es werden folglich keine gleichförmigen Belastungen berücksichtigt. Es wird somit ein Schubfeld mit konstanter Querkraft- und linear veränderlicher Momentenbeanspruchung betrachtet, so dass sich die Beschreibung des Zusammenhangs von Querkraft und Moment einfach gestaltet. Darüber hinaus erfolgt die Formulierung der konstitutiven Gleichungen und Zusammenhänge im Rahmen dieser Arbeit nur für normalfeste Betone.

Grundsätzlich ist eine Erweiterung bzw. Anpassung des Ansatzes für andere Randbedingungen jedoch möglich. So kann der Traganteil der Rissreibung für höhere Querkraftbewehrungsgrade gegebenenfalls zusätzlich berücksichtigt werden und der Zusammenhang zwischen Querkraft und Biegemoment auch für komplexere Belastungen beschrieben werden. Zudem können alternative Materialarbeitslinien verwendet werden und somit auch das Verhalten von anderen Werkstoffen wie z. B. ultrahochfestem oder faserbewehrtem Beton beschrieben werden.

Der entwickelte Ansatz greift zum Teil ähnliche in der Literatur bereits veröffentlichte Ansätze für die iterative Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit (vgl. insbesondere [Görtz, 2004; Choi et al., 2016;

Classen, 2020; Tung et al., 2020]) auf. Ferner wird an einigen Stellen auf bereits von anderen Autoren aufgezeigte Zusammenhänge zurückgegriffen, die an den entsprechenden Stellen kenntlich gemacht werden.

Nachfolgend sollen zunächst Prämissen für das Modell aufgestellt werden. Anschließend erfolgt eine Beschreibung der berücksichtigten Querkrafttraganteile und die Herleitung des Ansatzes.

#### 4.2.2 Prämissen der Modellvorstellung

Nachfolgend sollen zunächst die der Modellvorstellung zugrunde liegenden Prämissen dargelegt werden. Hierbei fließen die aus den Versuchen gewonnenen Erkenntnisse ein. Die Prämissen des nachfolgend hergeleiteten Modells sind:

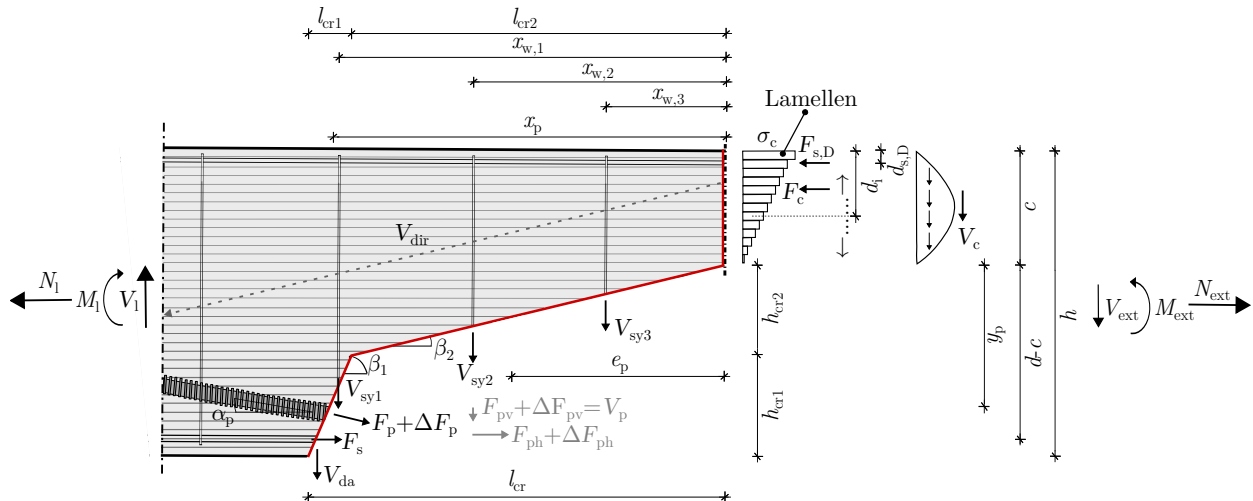
- Es wird eine mechanisch möglichst konsistente Formulierung angestrebt, wobei einige Zusammenhänge vereinfacht und geringe Einflüsse (siehe Abschnitt 4.2.5) zum Teil vernachlässigt werden.
- Da die Modellvorstellung im Rahmen dieser Arbeit lediglich für die Nachrechnung von Brücken zur Anwendung kommen soll, werden alle Querschnittswerte, Lagen und Mengen von Betonstahl- und Spannstahlbewehrung, Vorspanngrad, Betonfestigkeiten, Verbundeigenschaften usw. als gegeben angenommen.
- Das Modell gründet auf einer Formulierung von Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen in Form von kinematischen Zusammenhängen und erfordert aufgrund der Belastungsabhängigkeit des Dehnungszustands bzw. der Rissgeometrie eine iterative Lösung.
- Der Fokus des Modells wird nicht auf eine einfache, baupraktische Anwendbarkeit gelegt, sondern auf eine möglichst mechanisch genaue, realitätsnahe Abbildung des Querkrafttragverhaltens.
- Die Hauptanwendung des Modells ist eine Nachweisführung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken im Biegeschubrissbereich nach Stufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie.
- Zur Lösung der nicht geschlossenen analytischen Formulierung der Problemstellung werden numerische Werkzeuge genutzt, wobei eine spätere Umsetzung des Modells in kommerzieller Bemessungssoftware grundsätzlich denkbar und eine Anwenderfreundlichkeit somit gegeben wäre.
- Das angestrebte Vorgehen bedingt, dass eine Kalibrierung bzw. ein Vergleich der Modellergebnisse mit denen der Versuche einen vergleichsweise hohen Aufwand mit sich bringt, so dass ein Abgleich mit Querkraftdatenbanken in der vorliegenden Version im Rahmen dieser Arbeit nicht durchgeführt wird, sondern vor allem die eigenen Versuche für einen Abgleich herangezogen werden.
- Der Fokus der Modellvorstellung liegt auf der Beschreibung des (Momenten-)Querkrafttragverhaltens von Spannbetonbrücken im Bestand mit baupraktisch relevanten Querschnittsabmes-

sungen, so dass auf die Berücksichtigung von Querkrafttraganteilen mit, für diesen Fall und den definierten Anwendungsbereich, geringem Einfluss verzichtet wird (vgl. Abschnitt 4.2.5).

- Das nachfolgend vorgestellte Querkraftmodell baut zum Teil auf bereits vorhandene Modellvorstellungen auf.
- Das Querkraftmodell soll in der Lage sein, den Einfluss der Verbundbedingungen, wie zum Beispiel auch von glattem Betonstahl, sowie nicht normenkonformer Querkraftbewehrung zu berücksichtigen.
- Da das Modell den Einfluss der Verbundbedingungen von Querkraft-, Längsbewehrung und Spanngliedern berücksichtigen soll, ist eine Abbildung der Schubrisskinematik unter Berücksichtigung der Gleichgewichts- sowie Kompatibilitätsbedingungen erforderlich.
- Zur Beschreibung der Schubrisskinematik wird angenommen, dass die Flanken des Biegeschubrisses um dessen momentane Spitze rotieren und somit entlang der Risslänge veränderliche Rissbreiten auftreten.
- Der Nachweisschnitt wird nicht, wie sonst üblich, als Schnitt senkrecht zur Stabachse, sondern geneigt, entlang des approximierten Biegeschubrissverlaufs gewählt.
- Es wird kein diskreter Bemessungsschnitt definiert, sondern die Bemessung wird im Biegeschubrissgefährdeten Bereich in einem Raster von einem Meter sowie an allen Sprungstellen des Querschnitts und der Bewehrung geführt.
- Das Modell soll lediglich die Querkrafttraganteile bei Erreichen der maximalen Tragfähigkeit richtig erfassen. Der maximale Querkraftwiderstand wird nach der Modellvorstellung unmittelbar vor dem instabilen Vordringen des Biegeschubrisses in die Druckzone bzw. deren Zerstörung erreicht.

### 4.2.3 Konzept des „Biegeschubriss-Lamellenmodells“ (BSRLM)

Das nachfolgend formulierte „Biegeschubriss-Lamellenmodell“ (BSRLM) basiert auf Annahmen zur Geometrie und Kinematik des Biegeschubrisses und nimmt eine Formulierung der Gleichgewichts- sowie Kompatibilitätsbeziehungen am Biegeschubriss, unter Nutzung von realistischen konstitutiven Gleichungen, vor. Entsprechende Biege- und Schubverformungen werden im Modell abschnittsweise erfasst und auch die Interaktion zwischen Querkraft, Biegemoment und Normalkraft wird vollständig berücksichtigt. Der zur Aufstellung der Gleichgewichtsbeziehungen betrachtete, freigeschnittene Körper folgt hierbei dem (in seiner Form über zwei Rissabschnitte idealisierten) Biegeschubriss bis zur Risspitze und schneidet die verbleibende Druckzone anschließend senkrecht zur Stabachse (vgl. rot dargestellten Schnitt in Abbildung 4.10).



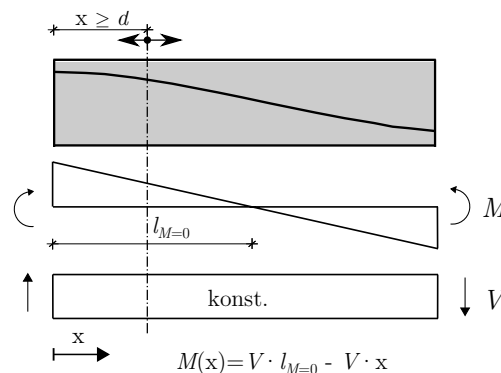
**Abbildung 4.10:** Entlang des Biegeschubrisses und durch die Druckzone senkrecht zur Stabachse freigeschnittener Körper zur Betrachtung der Gleichgewichts- und Kinematikbeziehungen an einem Lamellenmodell und berücksichtigte Traganteile (Traganteile der Bügelbewehrung hier im Vergleich zu den folgenden Ausführungen diskret dargestellt); Kräfte in Wirkungsrichtung dargestellt

Als Einwirkungen werden dabei die Schnittgrößen Querkraft, Biegemoment und Normalkraft aus dem globalen System auf Höhe des senkrecht zur Stabachse geführten Schnittes durch die Druckzone betrachtet. Somit können die Stahl- und Betonkräfte direkt in Gleichgewichtsbeziehungen zueinander gesetzt werden, wobei ein Versatzmaß über die Rissgeometrie implizit berücksichtigt wird. Für die Berechnungen am freigeschnittenen Körper wird ein Lamellenmodell verwendet und der betrachtete Schnittkörper in Lamellen unterteilt (vgl. Abbildung 4.10). Die Implementierung des Biegeschubriss-Lamellenmodells wird hierbei mit der kommerziellen Software MATLAB<sup>®</sup> umgesetzt. Die Stauchung der Druckzone, unter Ansatz einer linearen Dehnungsverteilung in diesem Bereich, und (unter Berücksichtigung konstitutiver Beziehungen) folglich die Betonkräfte in jeder Lamelle können anhand des Modells iterativ ermittelt werden. Zur iterativen Ermittlung des Gleichgewichtszustandes wird hierbei das nichtlineare Gleichungssystem als Optimierungsproblem (nichtlineare Methode der kleinsten Quadrate) formuliert und nach dem „Trust-region-reflective-Algorithmus“ mittels der „*optimization toolbox*“ in MATLAB<sup>®</sup> gelöst.

Durch die Betrachtung am schrägen Schnitt mit einem Lamellenmodell ist eine genaue Ermittlung der Druckzonenhöhe sowie der Spannungszustände in der Betondruckzone unter zusätzlicher Berücksichtigung der Einflüsse von Bügelbewehrung, Druckbewehrung sowie Verbundbedingungen möglich. Ferner können grundsätzlich beliebige Querschnittsformen sowie Materialarbeitslinien verwendet werden. Die Betondruckspannungen können mechanisch korrekt in jeder Lamelle durch die Iteration der Dehnungsebene ermittelt werden, wobei auch eine nichtlineare Verteilung der Betondruckspannungen oder auch eine Druckfestigung des Betons erfassbar ist. Überdies lässt sich auch der Wert der maximal ertragbaren vertikalen Schubspannung in der Druckzone im Bruchzustand in Abhängigkeit des Längsspannungszustands genau ermitteln (vgl. Abschnitt 4.2.5).



Für das betrachtete Schubfeld liegt eine konstante Querkraft- und eine linear veränderliche Momentenbeanspruchung mit Momentennullpunkt in Feldmitte vor, wobei sich die Lage des Spannglieds im Querschnitt entlang der Trägerachse verändert (vgl. Abbildung 4.11). Im Rahmen der Modellvorstellung wird grundsätzlich auf die explizite Definition eines konkreten Bemessungsschnittes verzichtet. Vielmehr ist der Nachweis in mehreren Schnitten entlang der Trägerachse zu führen, wobei der Abstand zwischen den einzelnen betrachteten Schnitten bei maximal einem Meter bzw. der Querschnittshöhe  $h$  liegen sollte und bei Veränderungen entlang der Trägerachse (z. B. einer Staffelung der Längsbewehrung) zusätzliche Nachweisschnitte zu definieren sind. Ein ähnliches Vorgehen wird auch beim (erweiterten) Druckbogenmodell [Gleich et al., 2016; Gleich, 2020] gewählt.



**Abbildung 4.11:** Variable Lage der Nachweisstelle, hier dargestellt für die Versuche an Substrukturen (der dargestellte „Kontrollschnitt“ entspricht der Lage des vertikalen Schnitts durch die Druckzone, wobei die Formulierung der Gleichgewichtsbedingungen am schrägen Schnitt erfolgt)

Da der Nachweis(quer)schnitt für die Definition der einwirkenden Schnittgrößen immer auf Höhe der aktuellen Risspitze gewählt wird, werden die Schnittgrößen und alle entsprechenden Hebelarme (für die Gleichgewichtsbetrachtung am schrägen Riss) bei Rissfortpflanzung stets angepasst (vgl. Abschnitt 4.2.4). Es ergibt sich somit eine Widerstandskurve entlang der Trägerlängsachse, wobei die maximale Querkrafttragfähigkeit der minimalen Kapazität aller betrachteten Schnitte entspricht. Grundsätzlich sind die Nachweisstellen jedoch nur in gerissenen Bereichen (maximale Randzugspannung überschreitet die Betonzugfestigkeit) sowie im Abstand von mindestens  $1,5 d$  von der Auflagerachse (mit Bezug zur definierten Nachweisstelle bei Erstrissbildung) zu wählen. Hierbei ist zu berücksichtigen, dass sich die Nachweisstelle lediglich auf den Schnitt bezieht, bei dem die Rissbildung (Überschreitung von  $M_{cr}$ ) einsetzt. Da der Bezugsschnitt für die Schnittgrößen auf Höhe der Risspitze gewählt wird, vergrößert sich der Abstand zum Momentennullpunkt  $a_x$  mit zunehmender Rissfortpflanzung, so dass im Bruchzustand die Schnittgrößen für einen näher an der Auflagerachse liegenden Schnitt in Ansatz gebracht werden.

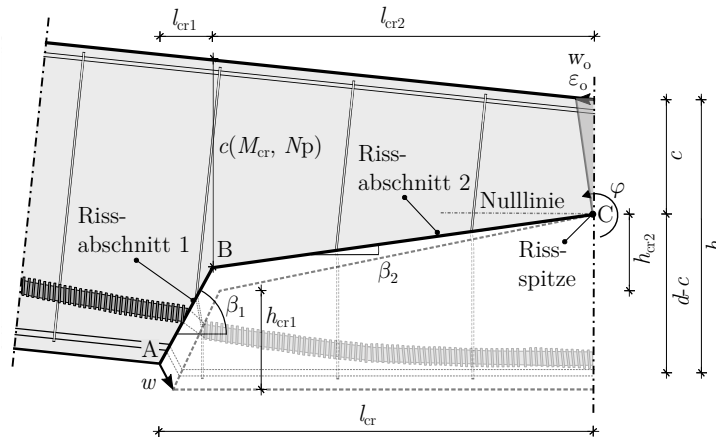
Für eine einfache Bemessung sind die Schnittgrößen stets gegeben und es kann eine direkte Ermittlung der erforderlichen Bewehrung und Querschnittsabmessungen erfolgen. Demgegenüber sind bei einer Nachrechnung die vorhandenen Bewehrungsmengen sowie Querschnittsabmessungen bekannt und die Schnittgrößen (bzw. Traglasten) beim Versagen werden gesucht. Da der Widerstand für vorgespannte

Bauteile von der Belastung abhängt, ist für diesen Fall eine inkrementelle Erhöhung der Schnittgrößen, bis kein Gleichgewicht mehr gefunden werden kann, erforderlich. Für die inkrementelle Querkraft-erhöhung ist hierzu eine Beziehung bzw. Abhängigkeit zwischen Querkraft und Biegemoment zu bestimmen (vgl. Abbildung 4.11). Das Inkrement der Querkraft wird grundsätzlich zu  $\Delta Q = 1 \text{ kN}$  gewählt und das Biegemoment entsprechend der globalen M-V-Beziehung erhöht.

Mit dem „Biegeschubriss-Lamellenmodell“ ist eine sehr realitätsnahe Beschreibung des Querkrafttragverhaltens im Bruchzustand möglich. Durch die mechanisch konsistente Formulierung, die Verwendung von realistischen konstitutiven Gesetzen für die verwendeten Materialien sowie die Betrachtung der Gleichgewichtsbeziehungen am entlang des Biegeschubrisses freigeschnittenen Körpers, können die einzelnen Querkrafttraganteile sehr genau erfasst werden. So ist im Vergleich zu vielen gängigen Querkraftmodellen insbesondere eine präzise Bestimmung des Querkrafttraganteils infolge Spannkraftzuwachs, die konkrete Erfassung der Einflüsse aus (exzentrischer) Vorspannung sowie der vorhandenen Verbundbedingungen von schlaffer Bewehrung und Spannstahl möglich. Durch die Spannungsermittlung mithilfe eines Lamellenmodells unter umfassender Berücksichtigung der Materialeigenschaften kann die Druckzonenhöhe unter Beachtung einer ggf. vorhandenen Druckbewehrung, der Bügelbewehrung, des Verbundverhaltens sowie der Querschnittsform iterativ sehr exakt ermittelt werden und eine Momenten-Querkraft-Interaktion wird vollständig erfasst. Somit kann der Querkrafttraganteil des Betons, der durch das BSRLM der Querkrafttragfähigkeit der Druckzone zugewiesen wird, bestimmt werden. Ferner ist über die Ermittlung der Stahlkräfte aus der Biegeschubrissöffnung über ideal starr-plastische Verbundgesetze auch die Berücksichtigung des Tragverhaltens von nicht normenkonform ausgeführter Bewehrung oder auch von glattem Betonstahl möglich. Über definierte Bruchkriterien für den Beton, Betonstahl sowie Spannstahl kann die maximale Traglast des Spannbetonträgers dabei zielsicher bestimmt werden. Im Gegensatz zu ähnlichen Ansätzen für die iterative Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit unter Berücksichtigung der Rissgeometrie können mit dem BSRLM sowohl eine Bügelbewehrung als auch Spannglieder mit veränderlicher Geometrie berücksichtigt werden.

#### 4.2.4 Schubrisskinematik/Kompatibilitätsbedingungen

Für die vorliegende Betrachtung von Spannbetonträgern mit relativ geringer Bügelbewehrung wird die Ausbildung eines diskreten, kritischen Biegeschubrisses, ähnlich wie bei Trägern ohne Querkraftbewehrung, unterstellt. Diese Annahme kann sowohl durch die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche als auch durch weitere experimentelle Untersuchungen aus der Literatur (vgl. z. B. [Tompos u. Frosch, 2002; de Resende et al., 2016; Huber et al., 2016a]) mit geringer Bügelbewehrung bestätigt werden. Für die Modellvorstellung wird der geneigte Biegeschubriss über zwei Rissabschnitte unterschiedlicher Neigung ( $\beta_1$  und  $\beta_2$ ) diskretisiert (vgl. Abbildung 4.12). Eine ähnliche Diskretisierung der Rissgeometrie wurde auch bereits von Cavagnis [2017]; Tung et al. [2020] gewählt.



**Abbildung 4.12:** Angenommene Geometrie und kinematische Beziehungen des Schubrisses in Form von zwei Rissabschnitten und einer Rotation um die momentane Risspitze

Durch diese Betrachtung entlang des Risses kann abschnittsweise die Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese unterstellt werden, und eine Schubverzerrung wird über die Kinematik indirekt berücksichtigt.

Die Parameter  $\varphi$ ,  $c$  und  $l_{cr2}$  sind Unbekannte und müssen iterativ anhand der Gleichgewichtsbeziehungen am schrägen Riss bestimmt werden (vgl. Abschnitt 4.2.7). Die Betondehnung  $\varepsilon_o$  kann über eine zusätzliche Kompatibilitätsbeziehung (siehe nachfolgende Ausführungen) aus der Rotation um die Risspitze  $\varphi$  und den restlichen Kinematikbeziehungen ermittelt werden.

Der erste Rissabschnitt mit der Rissneigung  $\beta_1$  zwischen den Punkten A und B lässt sich aus der Hauptdruckspannungsrichtung (auf mittlerer Risshöhe) und der entsprechenden Druckzonenhöhe bei Erreichen des Rissmoments  $M_{cr}$  und der zugehörigen Querkraft  $V_{cr}$  bestimmen. Für einen Spannbetontträger mit exzentrischer Spanngliedführung berechnet sich das Rissmoment  $M_{cr}$  dabei nach Gleichung 4.14 und die Rissquerkraft  $V_{cr}$  nach Gleichung 4.15:

$$M_{cr} = \left( f_{ctm} - \frac{N_p + N}{A_c} \right) \cdot W - N_p \cdot z_p \quad (4.14)$$

mit:  $N_p$  Drucknormalkraft infolge Vorspannung

$$V_{cr} = \frac{M_{cr}}{a_x} - V_{dir} \quad (4.15)$$

mit:  $a_x$  Abstand zwischen betrachtetem Schnitt und Momentennullpunkt in Trägerlängsrichtung

$V_{dir}$  Querkrafttraganteil direkter Druckstreben, siehe Abschnitt 4.2.5

Grundsätzlich folgt die Rissneigung dem Verlauf der Hauptdruckspannungstrajektorien, wobei die Hauptdruckspannungsrichtung bei  $90^\circ$  am Rand und  $45^\circ$  auf Höhe der Spannungsnulllinie liegt. Da

die Neigung des ersten Rissabschnitts  $\beta_1$  über die Abschnittslänge linearisiert wird, wird diese im Rahmen der Modellvorstellung - außer für Querschnitte mit Gurt in der Zugzone - vereinfacht aus der Hauptdruckspannungsrichtung auf halber Querschnittshöhe zwischen gezogenem Querschnittsrand und Risspitze (Punkt B in Abbildung 4.12) berechnet. Demnach lässt sich der Risswinkel  $\beta_1$  nach Gleichung 4.16 bestimmen (vgl. hierzu auch Kapitel 2.2.1 und Gleichung 2.8):

$$\beta_1 = 90^\circ - 0,5 \cdot \arctan \frac{2 \cdot \tau_{xz}(z = \frac{h-c}{2})}{\sigma_x(z = \frac{h-c}{2})} \quad (4.16)$$

mit:  $\beta_1$  Risswinkel des ersten Rissabschnitts bei Erreichen des Rissmomentes  $M_{cr}$  und der zugehörigen Rissquerkraft  $V_{cr}$

Die Bestimmung des Spannungszustandes ( $\tau_{xz}$ ,  $\sigma_x$ ) für die Ermittlung von  $\beta_1$  erfolgt rein analytisch für einen ungerissenen Querschnitt (Berechnung im Zustand I bei Erreichen der Zugfestigkeit) unter Ansatz des Rissmomentes  $M_{cr}$  sowie der resultierenden Vorspannung. Die Druckzonenhöhe  $c(M_{cr}, N_p)$ <sup>1</sup> wird hingegen über die Iteration der Dehnungsebene an einem senkrechten Schnitt durch Punkt A mithilfe des Lamellenmodells ermittelt. Der Risswinkel des ersten Rissabschnitts wird somit auch in Abhängigkeit des Vorspannungszustandes erfasst.

Die vertikale Risshöhe des ersten Rissabschnittes (für Querschnitte ohne Gurt in der Zugzone) ergibt sich aus der Beziehung (vgl. Abbildung 4.12 und Gleichung 4.17):

$$h_{cr1} = h - c(M_{cr}, N_p) \quad (4.17)$$

Für Querschnitte mit Gurt in der Zugzone (z. B. Plattenbalken im Bereich negativer Biegemomente) ist demgegenüber ein abweichendes Vorgehen erforderlich. So wird die Höhe des ersten Rissabschnitts auf die Höhe des Gurtes beschränkt (Gleichung 4.18) und die Hauptdruckspannungsrichtung auf halber Höhe des gezogenen Trägerflansches ermittelt (Gleichung 4.19), da sich der Rissverlauf in Gurt und Steg für diesen Fall deutlich unterscheidet (siehe auch Rissbilder der Träger mit Plattenbalkenquerschnitt in Anhang A).

$$h_{cr1} = h_f \quad (4.18)$$

$$\beta_1 = 90^\circ - 0,5 \cdot \arctan \frac{2 \cdot \tau_{xz}(z = \frac{h_f}{2})}{\sigma_x(z = \frac{h_f}{2})} \quad (4.19)$$

Die horizontale Risslänge des ersten Abschnitts  $l_{cr1}$  ergibt sich folglich nach Gleichung 4.20:

$$l_{cr1} = \frac{h_{cr1}}{\tan \beta_1} \quad (4.20)$$

Der zweite Rissabschnitt weist als Startpunkt den bekannten Endpunkt von Rissabschnitt 1 (Punkt B) auf. Der Endpunkt von Rissabschnitt 2 (Punkt C) ergibt sich aus der iterativ zu ermittelnden Druckzonenhöhe  $c$  sowie der horizontalen Ausdehnung des zweiten Rissabschnittes  $l_{cr2}$  für das aktuelle Biegemoment  $M = M_{cr} + \Delta M$  und die zugehörige Querkraft, wobei sich die Größe  $l_{cr2}$  ebenfalls aus der Iteration des Gleichgewichts ergibt. Hierbei zeigt sich generell eine zunehmend

<sup>1</sup>die Druckzonenhöhe wird nachfolgend mit  $c$  bezeichnet, da  $x$  bereits die Koordinate in Trägerlängsrichtung darstellt

horizontale Ausdehnung des zweiten Rissabschnitts  $l_{cr2}$  mit ansteigender Belastung, die sich auch bei realen Querkraftversuchen beobachten lässt. Die maximale horizontale Risslänge wird für die Spannbetonträger Elemente (Substruktur-Versuche) bis zum Anschnitt der Voutung am Rand beschränkt, da die stark zunehmende Querschnittsbreite und Bügelbewehrungsmenge ein Propagieren des kritischen Biegeschubrisses verhindern. Für Querkraftversuche an ganzen Balken mit Beanspruchung durch Einzellasten wird die horizontale Rissausdehnung, ausgehend von der Achse der Außenkante der Lasteinleitungsplatte (für eine Einzellast bzw. das Auflager), auf einen Abstand gleich der Druckzonenhöhe beschränkt. Diese Begrenzung lässt sich damit begründen, dass lediglich der Zustand bei Erreichen der Bruchlast, unmittelbar vor einem möglichen instabilen Vordringen des kritischen Biegeschubrisses in die Druckzone, betrachtet wird. Andernfalls würde der Bügeltraganteil überschätzt werden, da eine Aktivierung der Querkraftbewehrung im Bereich des Risses bis zur Lasteinleitungs- bzw. Auflagerplatte wenn dann grundsätzlich nur postkritisch, nach Ausfall des Betontraganteils, möglich ist.

Es sei angemerkt, dass die Aufteilung der Querkrafttraganteile bis zum Erreichen der Bruchlast durch das gewählte Vorgehen grundsätzlich nicht der tatsächlichen Aufteilung entsprechen muss. Das vorliegende Ingenieurmodell setzt sich zum Ziel, die Querkrafttraganteile im Bruchzustand möglichst genau zu erfassen.

Da stets die Schnittgrößen an einem zur Stabachse senkrechten Schnitt auf Höhe der Risspitze als maßgebende Einwirkung betrachtet werden, werden die Schnittgrößen bei Rissfortpflanzung entsprechend angepasst. Hierbei zeigt sich infolge der Rissfortpflanzung mit zunehmender Belastung eine zunehmende Entfernung des Nachweisschnitts vom Momentennullpunkt und somit eine Zunahme der zur Querkraft zugehörigen Momentenbeanspruchung. Die letzte Rissgeometrie, für die - ohne Auslösung der Bruchkriterien - noch ein Gleichgewichtszustand gefunden werden kann, entspricht letztendlich derjenigen unmittelbar vor Eintritt des Querkraftbruchs.

Im Rahmen der vorliegenden Modellvorstellung werden keine weiteren Rissabschnitte in der Form von horizontalen Delaminationsrissen entlang der Längsbewehrung (infolge einer Überschreitung der Betonzugfestigkeit durch eine Dübelwirkung) betrachtet, da diese in der Regel (und wie auch bei den eigenen Versuchen beobachtbar) erst postkritisch auftreten und für das vorliegende Modell lediglich die Verhältnisse bei (bzw. kurz vor) Erreichen der Bruchlast von Interesse sind.

Wenn die Länge des zweiten Rissabschnitts  $l_{cr2}$  und die Druckzonenhöhe bekannt sind, lässt sich die momentane Rissneigung des zweiten Rissabschnitts  $\beta_2$  nach Gleichung 4.21 ermitteln:

$$\beta_2 = \arctan \frac{h - c - h_{cr1}}{l_{cr2}} \quad (4.21)$$

Für eine bekannte Druckzonenhöhe  $c$  lässt sich überdies die Höhe des zweiten Rissabschnitts  $h_{cr2}$  nach Gleichung 4.22 berechnen:

$$h_{cr2} = h - c - h_{cr1} \quad (4.22)$$

Ferner wird für die Risskinematik eine Starrkörperrotation  $\varphi$  um die momentane Risspitze des potentiell kritischen Biegeschubrisses (vgl. Abbildung 4.12) angenommen. Ähnliche Annahmen zur

Risskinematik wurden auch bereits von Walther [1958] eingeführt und beispielsweise von Tung et al. [2020]; Classen [2020]; Yang et al. [2017] übernommen. Die auch als „Schubrotation“ bezeichnete Verdrehung [Walther, 1958] um die Risspitze konnte auch im Rahmen der eigenen Versuche festgestellt werden (vgl. Abschnitt 3.7.3). Das Rotationszentrum wandert dabei entsprechend der Rissfortpflanzung, so dass die Lage des aktuellen Drehpunkts von der Belastung abhängt. Über die Rotation  $\varphi$  und die jeweiligen geometrischen Abstände lassen sich weiterführend die Rissöffnung  $w$  bzw. deren Horizontal- und Vertikalanteile in der Zugzone ausdrücken, wobei hierzu vereinfacht die Kleinwinkelnäherung angewendet wird. In der Druckzone wird eine lineare Dehnungsverteilung in Abhängigkeit der Rotation  $\phi$  angenommen.

Da die verwendeten konstitutiven Gleichungen zur Beschreibung des Betons unter Druckbeanspruchung über gängige Spannungs-Dehnungs-Beziehungen erfolgen sollen (vgl. Abschnitt 4.2.6), ist eine zusätzliche Kompatibilitätsbedingung zwischen der „Schubrotation“  $\varphi$  und der maximalen Betonstauchung am gedrückten Querschnittsrand  $\varepsilon_o$  erforderlich. Aus der angenommenen Schubrisskinematik (vgl. Abbildung 4.12) lässt sich die Verformung der Betondruckzone am äußersten gedrückten Rand nach Gleichung 4.23 bestimmen:

$$w_o = \varphi \cdot c \quad (4.23)$$

mit:  $\varphi$  Rotation um die aktuelle Risspitze (Schubrotation) im Bogenmaß

Für den Zusammenhang zwischen  $w_o$  und  $\varepsilon_o$  kann offensichtlich eine Proportionalität postuliert werden. Grundsätzlich entspricht die Verformung des äußersten gedrückten Randes  $w_o$  dabei dem Integral der Betonstauchungen entlang des Einflussbereiches der Schubrotation. Da sich letztere grundsätzlich stets auf ein „Zwischenrisselement“ (Betonzahn zwischen zwei benachbarten Biegeschubrissen) bezieht, wird die Beziehung zwischen  $w_o$  und  $\varepsilon_o$  (ähnlich zu dem Vorgehen in [Classen, 2020]) über den (Biegeschub-)Rissabstand  $s_{cr}$  formuliert (Gleichung 4.24).

$$\varepsilon_o = \frac{w_o}{s_{cr}} \quad (4.24)$$

Der Wert  $s_{cr}$  wird zumeist in einen (semi-)empirischen Zusammenhang zur Querschnitts- oder statischen Nutzhöhe gesetzt (vgl. [Classen, 2020]). Für die vorliegenden Versuche an Spannbetonträger-elementen wird der (Biegeschub-)Rissabstand vereinfacht zu  $s_{cr} = 0,30 \cdot h$  berechnet, wodurch sich eine gute Übereinstimmung mit den Rissabständen im Versuch ergibt. Ferner wurde der gewählte Ansatz für die Bestimmung der Betonstauchung sowie der zugehörigen Betonstahl- und Spannstahlspannungen in Abhängigkeit der Verformung der Betondruckzone bzw. der Rissöffnung an einem senkrechten Schnitt mit den Ergebnissen einer konventionellen Bestimmung der Dehnungsebene verglichen. Hierbei zeigen sich unter Berücksichtigung zu erwartender Unterschiede für das unterschiedliche Verbundverhalten von Betonstahl und Spannstahl sehr gute Übereinstimmungen.

Neben der gewählten Beziehung für die zusätzliche Kompatibilitätsbedingung zwischen  $w_o$  und  $\varepsilon_o$  existieren auch Ansätze, die den Einflussbereich der Schubrotation des Betons mit zunehmender Einschnürung der Druckzone reduzieren [Walther, 1962]. Im Vergleich zu der hier gewählten Formulierung

wird bei dem Ansatz von Walther [1962] die Druckzonenhöhe für große Momentenbeanspruchungen jedoch überschätzt und es ergeben sich schlechtere Übereinstimmungen bei Vergleichsrechnungen mit einer Iteration der Dehnungsebene. Über diese zusätzliche Kompatibilitätsbedingung lässt sich letztendlich die maximale Betonstauchung am äußersten gedrückten Querschnittsrand über die Schubrotation  $\varphi$  nach Gleichung 4.25 ausdrücken:

$$\varepsilon_o = \frac{\varphi \cdot c}{s_{cr}} \quad (4.25)$$

Somit lassen sich unter der gängigen Annahme einer linearen Dehnungsverteilung zwischen äußerster gedrückter Faser und Nulllinie die Betonstauchungen in jeder Lamelle ermitteln.

#### 4.2.5 Berücksichtigte Querkrafttraganteile

Die vorliegende Modellvorstellung baut auf den in Abschnitt 4.2.2 aufgeführten Prämissen auf und ist in der dargelegten Form grundsätzlich nur für die genannten Randbedingungen gültig. Vor diesem Hintergrund werden die folgenden Querkrafttraganteile berücksichtigt (vgl. Abbildung 4.10): Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone  $V_c$ , Querkrafttraganteil der Querkraftbewehrung  $V_{sy}$ , Querkrafttraganteil aus der Vertikalkomponente der Vorspannkraft (unter Berücksichtigung eines Spannkraftzuwachses)  $V_P + \Delta V_P$ , Querkrafttraganteil aus der Dübelwirkung der Längsbewehrung  $V_{da}$  und der Querkrafttraganteil geneigter Druckstreben  $V_{dir}$ . Alle restlichen, potentiellen Traganteile werden nicht berücksichtigt, was im nachfolgenden Abschnitt begründet wird.

##### Querkrafttraganteil der Betondruckzone

Der Querkrafttraganteil des Betons (Betonttraganteil) wird über die Querkrafttragfähigkeit der Druckzone beschrieben, die sich nach Gleichung 2.23 als Integral der vertikalen Schubspannungen über die Druckzonenhöhe (gegebenenfalls unter Berücksichtigung der mitwirkenden Breite des Gurtes für die Querkraftbeanspruchung) ermitteln lässt. Die resultierende Schubspannung in jeder Lamelle berechnet sich dabei grundsätzlich nach Gleichung 4.26 aus der Änderung der Längsspannung in Trägerlängsrichtung. Für die vorliegende Modellvorstellung wird dabei in der Betondruckzone eine linear veränderliche Längsspannungsänderung  $\Delta\sigma_x$  im Riss angenommen (vgl. Abbildung 2.16). Folglich wird eine parabolische Verteilung der vertikalen Schubspannungen  $\tau_{xz}$  über die Druckzonenhöhe mit Maximalwert auf halber Höhe der Druckzone postuliert (vgl. Abbildung 4.14c).

$$\tau_{xz}(z) = \frac{\partial}{\partial x} \cdot \frac{1}{b(z)} \left( \int_0^z \sigma_x \cdot b(z) dz - \int_0^z \sigma_x^* \cdot b(z) dz \right) \quad (4.26)$$

mit:  $\sigma_x$  Längsspannungszustand infolge  $M + \Delta M$

$\sigma_x^*$  Längsspannungszustand infolge  $M$

$b(z)$  mitwirkende Breite des Gurtes bei Querkraftbeanspruchung;  $b(z) = b_w$  falls Druckzone im Steg

Da im Rahmen der vorliegenden Modellvorstellung lediglich die Gleichgewichtszustände bei bzw. kurz vor Erreichen der Bruchlast von Interesse sind, werden auch nur für diesen Zustand die Schubspannungen in der Druckzone betrachtet. Hierzu wird der Scheitelpunkt der den Schubspannungsverlauf beschreibenden Parabel als maximale vom Material ertragbare Schubspannung  $\tau_{xz,\max}$  (vgl. Gleichung 2.25) definiert. Diese lässt sich über die effektive Zugfestigkeit  $f_{ct,\text{eff}}$  mit Hilfe eines biaxialen Versagenskriteriums für die infolge einer kombinierten Momenten- und Querkraftbeanspruchung unter einem biaxialen Spannungszustand stehenden Druckzone ermitteln. Im Rahmen dieser Arbeit wird (wie auch bereits von z. B. Marí et al. [2014]; Classen [2020]) hierzu das biaxiale Versagenskriterium für Beton nach Kupfer [1973] verwendet. Grundsätzlich ist jedoch eine Anwendung für beliebige Bruchhypothesen möglich. Für den Druck-Zug-Bereich lässt sich die Bruchkurve für normalfesten Beton vereinfacht mit der Näherungsgeraden nach Gleichung 4.27 (vgl. Abbildung 2.17) beschreiben [Kupfer, 1973]:

$$\frac{\sigma_1}{f_{ctm}} = 1 + 0,8 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}} \quad (4.27)$$

Mit  $\sigma_1 = f_{ct,\text{eff}}$  gilt folglich:

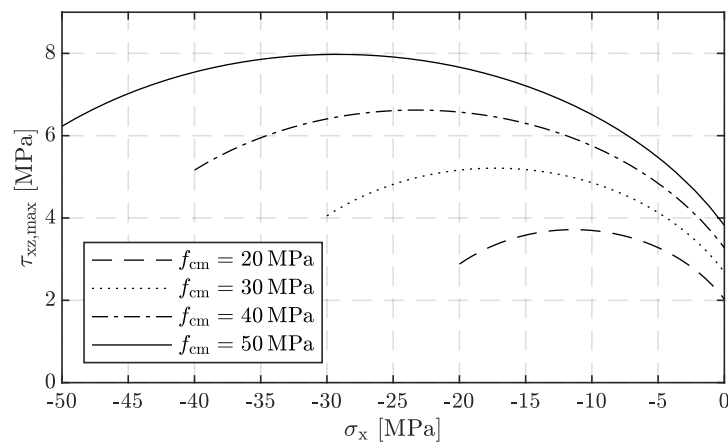
$$f_{ct,\text{eff}} = \left(1 + 0,8 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{cm}}\right) \cdot f_{ctm} \quad (4.28)$$

Die zentrische Zugfestigkeit kann hierbei angesetzt werden mit  $f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,3 \cdot (f_{cm} - 8)^{2/3}$ . Durch Einsetzen der Bestimmungsgleichungen für die Hauptzugspannung  $\sigma_1$  sowie die Hauptdruckspannung  $\sigma_2$  (vgl. Gleichung 2.7 für  $\sigma_z = 0$ ) in Gleichung 4.28 und einigen Umformungen (ähnlich wie nach dem Vorgehen in Huber [2016]) lässt sich die ertragbare Schubspannung  $\tau_{xz,\max}$  letztlich nach Gleichung 4.29 berechnen:

$$\tau_{xz,\max} = \frac{\sqrt{5} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm} \cdot (f_{ctm} - \sigma_x) \cdot (5 \cdot f_{cm} + 4 \cdot \sigma_x)}}{5 \cdot f_{cm} + 4 \cdot f_{ctm}} \quad (4.29)$$

Hierbei zeigt sich für eine gegebene Betondruckfestigkeit, dass die maximal aufnehmbare Schubspannung  $\tau_{xz,\max}$  nach dem Ansatz von Kupfer [1973] mit zunehmender Längsdruckspannung zunächst zunimmt und ab einem Druckspannungsniveau von ca.  $0,6 \cdot f_c$  aufgrund der einsetzenden (Mikro-)Rissbildung wieder sinkt (vgl. Abbildung 4.13). Ferner lässt sich mit zunehmender Betondruckfestigkeit eine deutliche Zunahme der maximal ertragbaren Schubspannung feststellen.





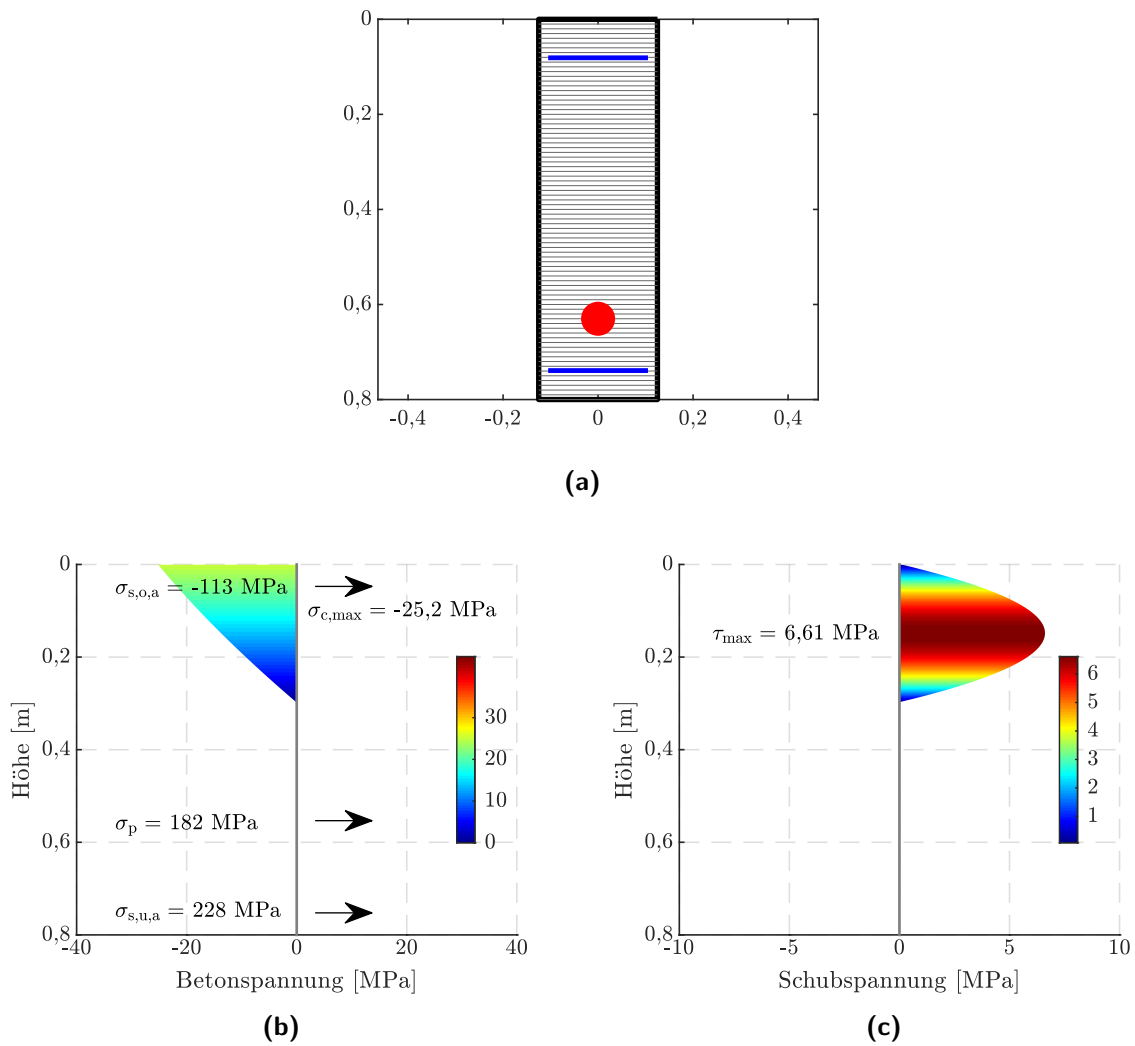
**Abbildung 4.13:** Maximal ertragbare Schubspannung  $\tau_{xz,max}$  in Abhängigkeit der Längsdruckspannung, dargestellt für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten  $f_{cm} = 20 - 50$  MPa

Diesbezüglich sei jedoch angemerkt, dass die Ergebnisse der Biaxialversuche grundsätzlich großen Streuungen unterworfen sind und die tatsächliche mehraxiale Festigkeit des Betons auch stark vom Betoniervorgang (insbesondere dem Verdichten sowie Zwang infolge Abfließens der Hydratationswärme) sowie der Umschnürungswirkung durch Bewehrung (wie z. B. geschlossene, horizontale Bügelbewehrung im Flansch) beeinflusst wird. Diese Effekte werden im Rahmen der vorliegenden Arbeit nicht näher betrachtet und bedürfen einer späteren Untersuchung.

Der parabolische Schubspannungsverlauf im Bruchzustand mit Maximalwert  $\tau_{xz,max}$  in der Mitte der Druckzone lässt sich schließlich nach Gleichung 4.30 (siehe auch Abbildung 4.14) beschreiben. Der (belastungsabhängige) Wert der Längsspannung auf halber Höhe der Druckzone zur Bestimmung der maximal ertragbaren Schubspannung  $\tau_{xz,max}$  lässt sich hierbei für eine gegebene Belastung anhand des Biegeschubriss-Lamellenmodells sehr genau ermitteln (vgl. Abbildung 4.14).

Die Ermittlung des Querkrafttraganteils der Betondruckzone erfolgt letztendlich über die Integration der vertikalen Schubspannungen über die Druckzonenfläche, wobei für Querschnitte mit Gurten in der Druckzone die mitwirkende Breite  $b_{v,eff}$  für die Ausbreitung der Schubspannungen zu berücksichtigen ist. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit erfolgt die Ermittlung von  $b_{v,eff}$  für die Ermittlung des Querkraftwiderstands von Trägern mit T-Querschnitt im Bereich negativer Momente vereinfacht nach Gleichung 2.22, wobei grundsätzlich beliebige Ansätze für  $b_{v,eff}$  definiert werden können.

Durch das gewählte Vorgehen den Querkrafttraganteil der Betondruckzone lediglich für den Versagenszustand zu beschreiben, werden die Gleichgewichtsbedingungen (vgl. Abschnitt 4.2.7) für geringe Querkraftbeanspruchungen zunächst nicht erfüllt, da der errechnete Querkraftwiderstand größer als die einwirkende Querkraft ist. Für den Zustand des Querkraftversagens entspricht der Querkraftwiderstand hingegen gerade noch der einwirkenden Querkraft, bevor diese den Widerstand übersteigt. Zusammenfassend wird das Querkraftversagen somit primär über das Versagen der Druckzone infolge einer biaxialen Beanspruchung beschrieben.



**Abbildung 4.14:** Beispielhafter Spannungszustand an einem Spannbeton-Rechteckquerschnitt (C 30/37) aus der Iteration der Dehnungsebene (hier bei Betrachtung an einem senkrechten Schnitt) am Lamellenmodell:

(a) Rechteckquerschnitt mit Lage von Längsbewehrung (oben und unten) sowie Spannstahl und Unterteilung in einzelne Lamellen

(b) Längsspannungszustand

(c) Maximal ertragbarer Schubspannungszustand in der Betondruckzone unter Anwendung des Bruchkriteriums nach [Kupfer, 1973] für den Längsspannungszustand in (b)

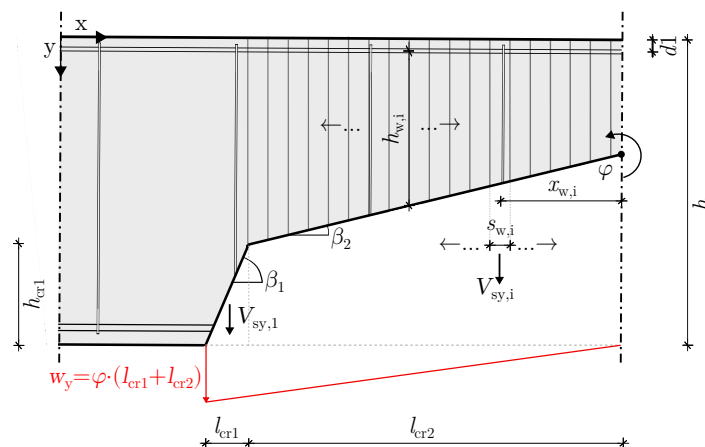
$$\tau_{xz}(z) = \frac{4 \cdot \tau_{xz,max}}{c} \cdot z - \frac{4 \cdot \tau_{xz,max}}{c^2} \cdot z^2 \quad (4.30)$$

mit:  $z$  z-Koordinate der Druckzone,  $z = 0$  am (je nach Vorzeichen des Biegemoments) oberen/unteren Rand der Druckzone

### Querkrafttraganteil der Bügelbewehrung

Der Querkrafttraganteil der Bügelbewehrung wird maßgeblich durch die Rissöffnung  $w$  und die Verbundbedingungen (gegebenenfalls unter Berücksichtigung der jeweiligen Verankerungssituation) beeinflusst. Aus diesem Grund werden die Bügelkräfte mithilfe der Bügelspannungs-Rissöffnungs-Beziehungen (vgl. Kapitel 2.4.2, 2.4.3 und Gleichung 2.54) aus der Rissöffnung am jeweiligen Querkraftbewehrungselement ermittelt. Bei Vorhandensein nicht normenkonform ausgeführter Bügelbewehrung kann deren abweichendes Verankerungsverhalten über die entsprechende Wahl der  $\sigma_s - w$  - Beziehung berücksichtigt werden. Die aus ideal starr-plastischen Verbundgesetzen abgeleiteten Zusammenhänge erfassen die Stahlspannungen dabei über die Streckgrenze hinweg bis zum Erreichen der Zugfestigkeit. Eine Nachverfestigung des Bewehrungsstahls wird somit grundsätzlich berücksichtigt. Durch die Verwendung entsprechender Verbundgesetze (vgl. Kapitel 2.4.1) kann ferner auch der Einfluss von glattem Betonstahl auf den Traganteil der Querkraftbewehrung erfasst werden, indem die Verbundspannung der  $\sigma_s - w$  - Beziehung entsprechend angepasst wird. Für die Aktivierung des Bügeltraganteils ist die Fortpflanzung des (Biegeschub-)Risses in horizontaler Richtung von entscheidender Bedeutung. Durch die gewählte Formulierung können gegenseitige Beeinflussungen der Bügelkräfte mit der Druckzonenhöhe (bzw. den Betonkräften), der Spannstahlkraft sowie der schlaffen Längsbewehrung berücksichtigt werden. Somit kann beispielsweise die verstärkte Beanspruchung der Bügelbewehrung bei Einschnürung der Druckzone oder die ungleichmäßige (von der Rissöffnung abhängige) Verteilung der Bügelspannungen entlang des Risses im Modell abgebildet werden.

Für vertikale Bügelbewehrung wird die vertikale Rissöffnung zur Ermittlung der Bügelkräfte über die entsprechenden  $\sigma_s - w$  - Beziehungen aus dem Freiheitsgrad der Rotation um die Risspitze  $\varphi$  und den jeweiligen horizontalen Hebelarmen  $x_{w,i}$  (vgl. Abbildung 4.15) der einzelnen Bügel ermittelt.



**Abbildung 4.15:** Ermittlung des Bügeltraganteils am Biegeschubriss-Lamellenmodell über eine „Verschmierung“ der diskreten Querkraftbewehrung in vertikale Lamellen

Um eine stabilere numerische (und nicht sprunghafte) Zunahme der Bügelkräfte in Abhängigkeit der horizontalen Rissfortpflanzung zu ermöglichen, werden die Bügelkräfte über vertikale Lamellen

der Breite  $s_{w,i}$  verschmiert (vgl. Abbildung 4.15). Die Lamellenbreite wird hierbei mit  $s_{w,i} = 1$  mm gewählt. Somit lässt sich der Bügeltraganteil für eine einzelne Lamelle nach Gleichung 4.31 ermitteln:

$$V_{sy,i} = s_{w,i} \cdot a_{sw} \cdot \sigma_{s,i}(w) \quad (4.31)$$

Entsprechend dem horizontalen Risswachstum, und somit der Vergrößerung von  $l_{cr2}$ , wird die verschmierte horizontale Ausdehnung der Bügelbewehrung (über eine entsprechende Vergrößerung der Anzahl an vertikalen Lamellen) angepasst und der Bügeltraganteil somit vergrößert.

Der gesamte Bügeltraganteil ergibt sich letztlich nach Gleichung 4.32:

$$V_{sy} = \sum V_{sy,i} \quad (4.32)$$

Zur Berücksichtigung nicht normenkonformer Bügelbewehrung ist darüber hinaus die Höhenlage, auf der die Bügelbewehrung (bzw. die einzelnen vertikalen Lamellen) durch den Biegeschubriss gekreuzt wird, von Interesse.

Diese Höhenlage  $h_{w,i}$  lässt sich für jede Lamelle nach Gleichung 4.33 bestimmen:

$$h_{w,i} = (h - 2 \cdot d_1) - \tan \beta_{1/2} \cdot (i \cdot s_{w,i}) \quad (4.33)$$

Für zweiteilige gestoßene Bügel wird die Lage und Länge des Übergreifungsstoßes als zusätzlicher Eingangsparameter erfasst. Für nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichende Bügel erfolgt eine Berücksichtigung nur, falls diese durch den Biegeschubriss gekreuzt werden. Für eine offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden werden die entsprechenden Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen für endverankerte Stäbe in Ansatz gebracht.

Je nach vorliegendem Fall lässt sich schließlich die  $\sigma_s - w$  - Beziehung entsprechend der Ausführungen in den Kapiteln 2.4.2, 2.4.3 und Gleichung 2.54 ansetzen.

### Querkrafttraganteil geneigter Spannglieder im Verbund

Der Querkrafttraganteil aus dem statisch bestimmten Anteil der Vorspannung der geneigten Spannglieder im Verbund wird auf der Widerstandsseite angesetzt, wohingegen der statisch unbestimmte Anteil der Vorspannung im Rahmen der Modellvorstellung als äußere Schnittgröße und somit auf der Einwirkungsseite zu berücksichtigen ist. Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich demnach auf den statisch bestimmten Anteil der Vorspannung.

In gleicher Weise wie der Bügeltraganteil wird auch der Querkrafttraganteil des Spannkraftzuwachses der geneigten Spannglieder über den Zusammenhang zwischen Schubrissöffnung und Spannstahlspannung ermittelt. Hierbei werden die in Kapitel 2.4.2 dargestellten  $\sigma_s - w$  - Beziehungen für Spannglieder verwendet. Über die entsprechenden Beziehungen können somit auch weitere Einflussfaktoren auf die Verbundeigenschaften und somit den Spannkraftzuwachs, wie z. B. die Anzahl der Litzen oder die Hüllrohrabmessungen, erfasst werden. Die anfängliche Vorspannkraft findet hingegen, wie eine äußere Normalkraft, als direkte Kraftgröße Eingang. Um den Spannkraftzuwachs aus der Rissöffnung zu ermitteln, wird die Vordehnung bei der Überprüfung, ob der Spannstahl bereits fließt (für

diesen Fall folgt die  $\sigma_s - w$  - Beziehung einem modifizierten Verlauf), berücksichtigt. Im Gegensatz zu gängigen Formulierungen wird dem Vertikalanteil der Vorspannung bei der Formulierung des Momentengleichgewichts Rechnung getragen. Um die Spanngliedneigung  $\alpha_p$  sowie den Hebelarm  $d_p$  von parabelförmig geführten Spanngliedern für den jeweiligen Bemessungsschnitt genau zu erfassen, wird ein Polynom 10. Ordnung als Näherungsfunktion aus den Stützstellen des Verlaufs generiert und die jeweiligen Parameter über die Funktion ermittelt.

Der Horizontal- und Vertikalanteil der Vorspannkraft lassen sich aus der Spanngliedneigung nach den Gleichungen 4.34 und 4.35 berechnen:

$$F_{ph} = \cos \alpha_p \cdot F_p(w) \quad (4.34)$$

$$F_{pv} = \sin \alpha_p \cdot F_p(w) \quad (4.35)$$

Der gesamte Querkrafttraganteil der geneigten Spannglieder lässt sich letztendlich aus Gleichung 4.36 ermitteln:

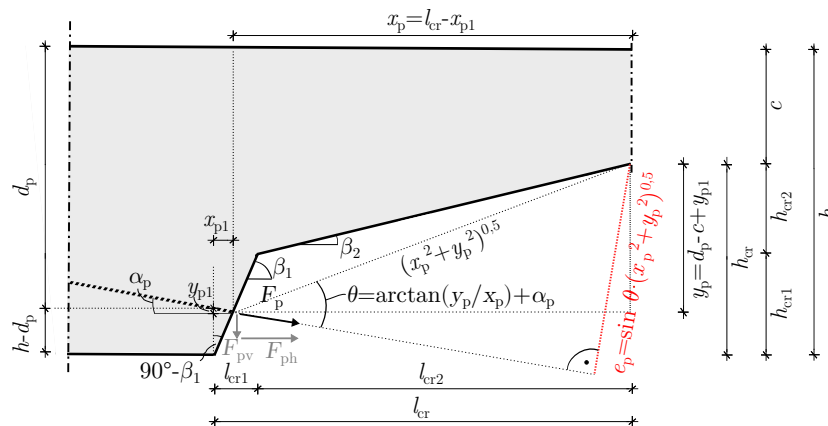
$$V_{p,ges} = \sin \alpha \cdot (\sigma_p + \Delta\sigma_p(w)) \cdot A_p \quad (4.36)$$

Der Querkrafttraganteil  $V_{p,ges}$  setzt sich dabei aus dem Traganteil der Eingangsvorspannung  $V_p$  (Gleichung 4.37) und dem Traganteil infolge Spannkraftzuwachs  $\Delta V_p$  (Gleichung 4.38) zusammen:

$$V_p = \sin \alpha \cdot \sigma_p \cdot A_p \quad (4.37)$$

$$\Delta V_p = \sin \alpha \cdot \Delta\sigma_p(w) \cdot A_p \quad (4.38)$$

Die Rissöffnung auf Höhe des Schnittpunkts von Spannglied und Biegeschubriss lässt sich über die Rotation um die aktuelle Risspitze und den Hebelarm  $e_p$  bestimmen, wobei letzterer stets in Abhängigkeit der aktuellen Rissgeometrie angepasst werden muss. Für den angenommenen Rissverlauf und unter den Annahmen, dass das Spannglied durch den ersten Rissabschnitt gekreuzt wird und dass eine konstante Spanngliedneigung im Rissbereich vorliegt, lässt sich  $e_p$  mithilfe trigonometrischer Zusammenhänge ermitteln (vgl. Abbildung 4.16).



**Abbildung 4.16:** Trigonometrische Zusammenhänge zur Bestimmung des Hebelarms  $e_p$ , hier dargestellt für einen Biegeschubriss im positiven Momentenbereich

Die Parameter  $x_{p1}$  und  $y_{p1}$  ergeben sich für den in Abbildung 4.16 dargestellten Fall (Biegeschubriss im positiven Momentenbereich) nach Gleichungen 4.39 und 4.40:

$$x_{p1} = -\frac{\tan(90^\circ - \beta_1) \cdot (d_p - h)}{\tan(90^\circ - \beta_1) \cdot \tan(\alpha_p) + 1} \quad (4.39)$$

$$y_{p1} = -\frac{\tan(90^\circ - \beta_1) \cdot (d_p - h) \cdot \tan(\alpha_p)}{\tan(90^\circ - \beta_1) \cdot \tan(\alpha_p) + 1} \quad (4.40)$$

Für einen Biegeschubriss im negativen Momentenbereich ist (für die gewählte Konvention der Parameter)  $h - d_p$  durch  $d_p$  zu ersetzen, so dass gilt (Gl. 4.41, 4.42, 4.43):

$$x_{p1} = \frac{d_p \cdot \tan(90^\circ - \beta_1)}{\tan(90^\circ - \beta_1) \cdot \tan(\alpha_p) + 1} \quad (4.41)$$

$$y_{p1} = \frac{d_p \cdot \tan(90^\circ - \beta_1) \cdot \tan(\alpha_p)}{\tan(90^\circ - \beta_1) \cdot \tan(\alpha_p) + 1} \quad (4.42)$$

$$y_p = h - c - d_p + y_{p1} \quad (4.43)$$

Die Rissöffnung auf Höhe des Schnittpunkts von Spannglied und Biegeschubriss ergibt sich folglich nach Gleichung 4.44:

$$w_p = e_p \cdot \varphi \quad (4.44)$$

### Dübeltragwirkung der Längsbewehrung

Eine Dübeltragwirkung wird im Folgenden nur für schlaffe Längsbewehrung in Ansatz gebracht. Da im Rahmen der eigenen Versuche keine Dübelrissbildung vor Erreichen der maximalen Querkraft, sondern lediglich im Nachbruchbereich, beobachtet werden konnte, wird vereinfacht (und auf der sicheren Seite liegend) nur der Querkrafttraganteil aus der Dübelwirkung der äußeren Lage der Längsbewehrung bei Erreichen der Dübelrisslast nach Baumann u. Rüschi [1970b] (siehe Gleichung 2.13) angesetzt. Auf eine Ermittlung der Dübeltragwirkung in Abhängigkeit der resultierenden (Dübel-)Rissöffnung auf Höhe der Längsbewehrung wird somit verzichtet. Ferner zeigen Vergleichsrechnungen, dass der Dübeltragwirkung der Längsbewehrung für Spannbetonträger mit baupraktisch relevanten Querschnittsgeometrien und Längsbewehrungsgraden grundsätzlich ohnehin nur ein geringer Einfluss zuzuschreiben ist. Bei der Nachrechnung von Querkraftversuchen mit in der Regel hohen Längsbewehrungsgraden kann die Dübeltragwirkung jedoch einen größeren Einfluss aufweisen.

### Querkrafttraganteil direkter Druckstreben

In Anlehnung an die Ausführungen in Abschnitt 2.3.7 wird neben dem Querkrafttraganteil der Betondruckzone auch explizit ein Querkrafttraganteil direkter Druckstreben  $V_{\text{dir}}$  berücksichtigt. Für die Berechnung des Traganteils wird ein vereinfachter, ingenieurmäßiger Ansatz gewählt, der  $V_{\text{dir}}$  als Vertikalanteil einer theoretischen direkten Druckstrebe zwischen Einleitungsstelle der Einzellast und Auflagerachse ermittelt (Gleichung 4.45). Zusätzlich wird hierbei jedoch eine Abnahme des Traganteils mit zunehmender Einschnürung der Druckzone berücksichtigt, um den Umstand zu berücksichtigen,

dass der Lastpfad der direkten Druckstrebe durch das Vordringen von Biegeschubrissen in Richtung Druckzone zunehmend gestört wird (vgl. Abschnitt 2.3.7).

$$V_{\text{dir}} = \sin(\xi) \cdot V_E \cdot \sqrt{\frac{c}{h}} \quad (4.45)$$

mit:  $\xi$  Neigungswinkel der theoretischen direkten Druckstrebe zwischen Einzellast und Auflagerachse;  $\xi = \arctan(\frac{h}{a})$

$V_E$  Einwirkende Querkraft

$c$  Druckzonenhöhe

$h$  Querschnittshöhe

Da es sich bei dem Querkrafttraganteil direkter Druckstreben primär um eine Tragwirkung auf Systemebene handelt, wird der Traganteil nicht in den Gleichgewichtsbeziehungen am geneigten Biegeschubriss (vgl. Abschnitt 4.2.7) berücksichtigt, sondern von der einwirkenden Querkraft abgezogen (bzw. gesondert dem letztendlichen Querkraftwiderstand zugerechnet). Das Vorgehen ist somit ähnlich wie bei der Abminderung der einwirkenden Querkraft für auflagernahe Lasten nach DIN-FB-102 [2009]. Zur Ermittlung der resultierenden Momentenbeanspruchung aus der einwirkenden Querkraft, entsprechend der Darstellung in Abbildung 4.11, wird hingegen die volle Querkraft berücksichtigt. Der Traganteil direkter Druckstreben wird mit dem gewählten Ansatz somit in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft  $V_E$  sowie der iterativ zu ermittelnden Druckzonenhöhe  $c$  stets angepasst. Lediglich für die Erstrissbildung (Parameter des ersten Rissabschnitts) wird das Verhältnis von Druckzonen- zu Querschnittshöhe vereinfacht zu  $\frac{c}{h} = 0,5$  gewählt, wobei sich diese vereinfachte Annahme lediglich minimal auf den Winkel des ersten Rissabschnitts  $\beta_1$  (vgl. Gleichung 4.16) auswirkt.

### Vernachlässigte Traganteile

Bezugnehmend auf den zuvor definierten Anwendungsbereich und die Prämissen des Modells werden einige Traganteile aufgrund ihres geringen Einflusses auf die Querkrafttragfähigkeit vernachlässigt.

So wird kein Querkrafttraganteil infolge Rissreibung berücksichtigt, da dieser für geringe Querkraftbewehrungsgrade bei Erreichen der Bruchlast vernachlässigbar klein ist. Dies konnte auch anhand der Auswertungen der eigenen Versuche bestätigt werden. Für Laststufen unterhalb der Bruchlast, bei denen der Traganteil der Rissreibung noch einen deutlichen Einfluss aufweisen kann, wird die Querkrafttragfähigkeit somit grundsätzlich unterschätzt. Ferner wird keine Dübeltragwirkung für Bügelbewehrung und Spannglieder angesetzt, da für diese Bewehrungselemente (insbesondere aufgrund der geringen Durchmesser, der hohen Ausnutzung in axialer Richtung sowie der Biegeschubrissbildung) nur eine sehr geringe Biegesteifigkeit vorliegt und der Einfluss auf die Querkrafttragfähigkeit in der Regel vernachlässigbar klein ist. Darüber hinaus wird die Betonzugfestigkeit und somit auch der Querkrafttraganteil der Bruchprozesszone vernachlässigt, da der Vertikalkomponente der an der

Risspitze übertragbaren Spannungen für baupraktische Querschnittsabmessungen nur eine sehr untergeordnete Rolle zukommt. Gleiches gilt für die Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit für die Ermittlung der Druckzonenhöhe.

#### 4.2.6 Konstitutive Gesetze zur Ermittlung der Querkrafttraganteile

Für eine iterative Ermittlung des Gleichgewichtszustandes sind realitätsnahe Materialgesetze zur Erfassung des Verhaltens von Beton, Betonstahl und Spannstahl zu verwenden. Prinzipiell können für die Iteration des Verzerrungszustandes beliebige Spannungs-Dehnungs-Linien bzw. Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen genutzt werden. Hierbei sind jedoch Materialarbeitslinien auf Mittelwertniveau zu verwenden, da die Steifigkeit der Betondruckzone bei Ansatz von charakteristischen Werten der Betonarbeitslinie unterschätzt und die Druckzonenhöhe somit (auf der unsicheren Seite liegend) überschätzt wird (vgl. [Zink, 2000]).

Im Folgenden wird die geringe Zugfestigkeit des Betons auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt und der Zusammenhang zwischen Druckspannung und Dehnung mit einer wirklichkeitsnahen Arbeitslinie nach Grasser [1968] und Sargin [1971] (siehe Gleichung 4.46) beschrieben, die für nichtlineare Verfahren der Schnittgrößenermittlung auch Anwendung in EN 1992-1-1 [2011] findet.

$$\sigma_c = -f_{cm} \cdot \frac{\frac{E_{c0}}{E_{cm}} \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}\right)^2}{1 + \left(\frac{E_{c0}}{E_{cm}} - 2\right) \cdot \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}} \quad \text{für } 0 \geq \varepsilon_c \geq \varepsilon_{c1u} \quad (4.46)$$

mit:  $\sigma_c$       Betondruckspannung

$\varepsilon_c$       Betondehnung

$f_{cm}$       Mittelwert der Betondruckfestigkeit

$E_{c0}$       Tangenten-Elastizitätsmodul mit  $E_{c0} = 1,05 \cdot E_{cm}$

$E_{cm}$       Sekanten-Elastizitätsmodul mit  $E_{cm} = -\frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}}$

$\varepsilon_{c1}$       Betondehnung bei Erreichen der Druckfestigkeit  $f_{cm}$  mit  $\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31}$  [‰]

$\varepsilon_{c1u}$       Bruchdehnung des Betons  $\varepsilon_{c1u} = -3,5$  ‰ für  $f_{cm} < 58$  MPa

Zur Beschreibung des Materialverhaltens von Betonstahl und Spannstahl werden idealisierte Spannungs-Rissöffnungsbeziehungen verwendet, denen bilineare Arbeitslinien mit einem elastischen und einem plastischen Ast mit Nachverfestigung zugrunde liegen. Hierbei werden die Stahlspannungs-Rissöffnungsbeziehungen auf Basis des Zuggurtmodells (vgl. Kapitel 2.4.2, 2.4.3 und Gleichung 2.54) genutzt. Somit können die Stahlspannungen der Längs-, Spann- sowie Bügelbewehrung in Abhängigkeit der Verbundbedingungen, durch eine entsprechende Anpassung der Verbundspannungen



in den jeweiligen  $\sigma - w$  - Beziehungen, für die resultierende Rissöffnung des jeweils betrachteten Gleichgewichtszustandes ermittelt werden. Ferner kann der Einfluss nicht normenkonform ausgeführter Bügelbewehrung berücksichtigt werden. Es sei darauf hingewiesen, dass der für das Verbundverhalten negative Einfluss von Zwischenrissen sowie der positive Einfluss einer Querpressung im Rahmen der vorliegenden Modellvorstellung der Einfachheit halber vernachlässigt werden.

Davon ausgenommen ist die Ermittlung der Stahldruckkräfte in der Druckbewehrung. Diese werden konventionell über Spannungs-Dehnungs-Linien für Betonstahl nach Gleichung 4.47 ermittelt:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \cdot \varepsilon_s & \text{für } |\varepsilon_s| \leq \varepsilon_{sy} \\ f_{yR} + \frac{f_{tR} - f_{yR}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}} \cdot (\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}) & \text{für } \varepsilon_{sy} < |\varepsilon_s| \leq \varepsilon_{su} \end{cases} \quad (4.47)$$

mit:  $\sigma_s$  Betonstahlspannung

$\varepsilon_s$  Betonstahldehnung

$E_s$  Elastizitätsmodul des Betonstahls mit  $E_s = 200\,000$  MPa

$f_{yR}$  Rechenwert der Streckgrenze des Betonstahls mit  $f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk} = 550$  MPa

$f_{tR}$  Rechenwert der Zugfestigkeit des Betonstahls mit  $f_{tR} = k \cdot f_{yR}$  und  $k \geq 1,05$  für B500A und  $k \geq 1,08$  für B500B

$\varepsilon_{sy}$  Betonstahldehnung bei Erreichen der Streckgrenze mit  $\varepsilon_{sy} = \frac{f_{yR}}{E_s}$

$\varepsilon_{su}$  Bruchdehnung des Betonstahls mit  $\varepsilon_{su} = 25$  ‰

### 4.2.7 Gleichgewichtsbedingungen am freigeschnittenen Körper

Die Gleichgewichtsbedingungen können allgemein an dem in den Abbildungen 4.10 und 4.12 dargestellten, entlang des Biegeschubrisses und senkrecht durch die verbleibende Druckzone freigeschnittenen, Körper hergeleitet werden. So müssen die äußeren Schnittgrößen (bei Betrachtung eines vertikalen Schnittes auf Höhe der aktuellen Risspitze) Moment  $M_{\text{ext}}$ , Querkraft  $V_{\text{ext}}$  und Normalkraft  $N_{\text{ext}}$  stets im Gleichgewicht mit den inneren Traganteilen stehen. Hieraus ergeben sich die folgenden drei Bestimmungsgleichungen 4.48, 4.49 und 4.50 für den Gleichgewichtszustand:

$$\sum H = 0 \quad \rightarrow \quad F_s(w) + F_{s,D} + F_c + F_{ph}(w) - N_{\text{ext}} = 0 \quad (4.48)$$

$$\sum V = 0 \quad \rightarrow \quad \sum_{i=1}^n V_{sy,i}(w,i) + V_{da} + F_{pv}(w) + V_c - V_{\text{ext}} = 0 \quad (4.49)$$

$$\begin{aligned} \sum M_{\odot} = 0 \quad \rightarrow \quad & \sum_{i=1}^n F_{c,i} \cdot d_i + F_{s,D} \cdot d_{s,D} + \sum_{i=1}^n V_{sy,i}(w,i) \cdot x_{w,i} + \\ & + F_{ph}(w) \cdot y_p + F_{pv}(w) \cdot x_p + F_s(w) \cdot d + V_{da} \cdot l_{cr} - M_{ext} = 0 \end{aligned} \quad (4.50)$$

Das Momentengleichgewicht wird dabei um den äußersten gedrückten Querschnittspunkt auf Höhe des senkrechten Schnitts durch die Druckzone (Punkt C in Abbildung 4.12) gebildet. Die Kräfte werden mit ihrem jeweiligen Vorzeichen (Druckkräfte negativ, Zugkräfte positiv) berücksichtigt. Die Resultierenden  $F_c$  und  $V_c$  ergeben sich jeweils aus der Summe der einzelnen Lamellenkräfte. Falls Druckbewehrung vorhanden ist, wird diese entsprechend als negative Stahlkraft berücksichtigt. Die jeweiligen Rissöffnungen  $w,i$  zur Berechnung der Stahlzugkräfte ergeben sich aus dem Produkt von Rotation um die Risspitze  $\varphi$  und dem jeweiligen Hebelarm.

Mit den Unbekannten  $c$ ,  $\varphi$  und  $l_{cr2}$  liegen somit genauso viele Gleichungen wie Unbekannte vor, wobei letztere iterativ ermittelt werden müssen. Für die Gleichgewichtssiteration werden die Gleichungen 4.48, 4.49 und 4.50 jeweils als Residuum formuliert (Residualvektor  $\vec{r}$ ) und im Zuge der Iteration minimiert. Die Querkrafttragfähigkeit für den jeweiligen Nachweisschnitt entspricht letztendlich der Summe der Querkrafttraganteile für den Gleichgewichtszustand mit der größten einwirkenden Querkraft, für den der Grenzwert des Residuums noch eingehalten werden kann. Der Grenzwert des Residuums wird hierbei zu

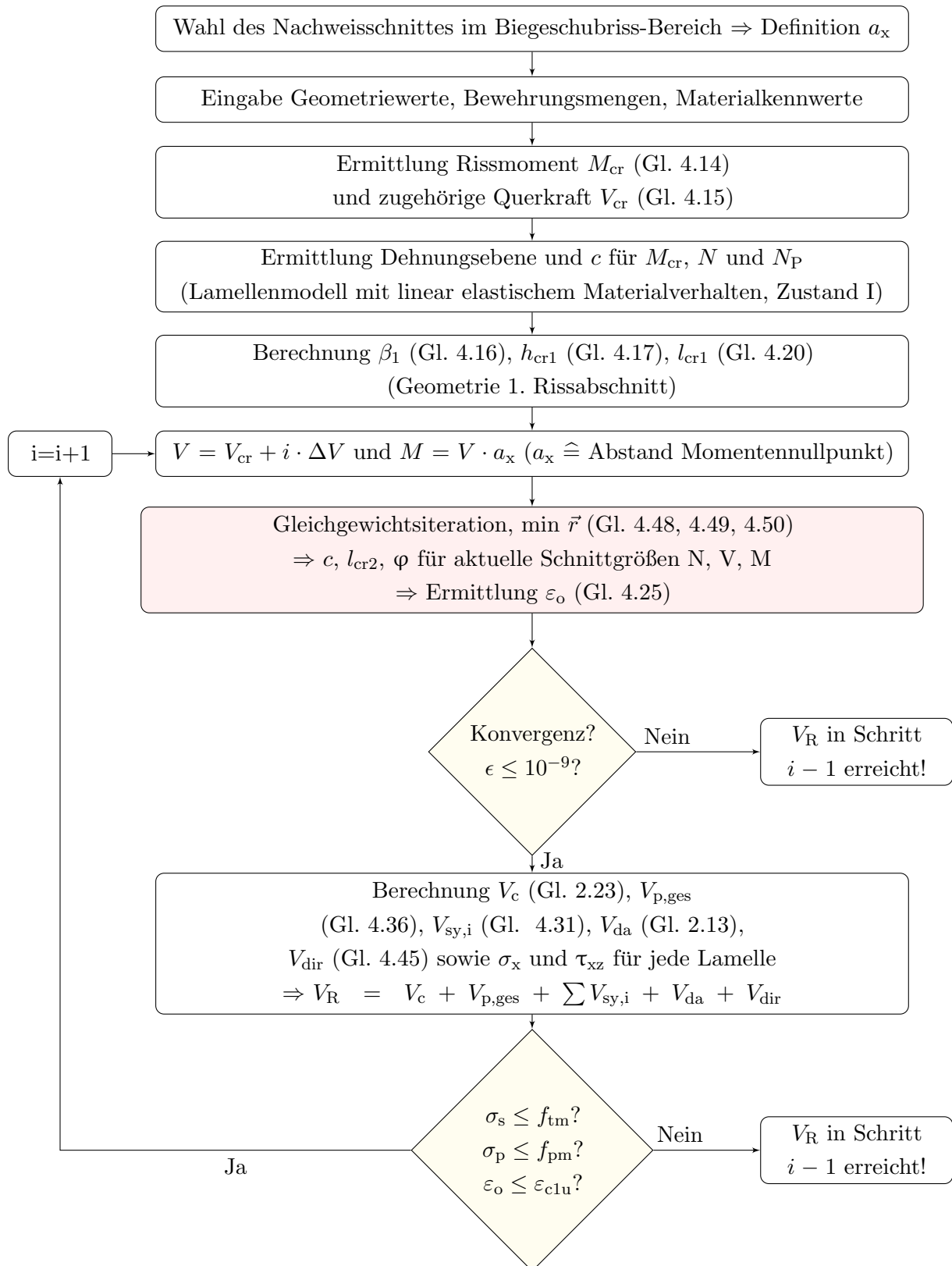
$$\epsilon = \max\left(\sum_{i=1}^3 |\vec{r}(i)|\right) = 10^{-9} \quad (4.51)$$

gewählt.

Neben der Einhaltung des Grenzwertes des Residuums wird in jeder Laststufe (im Zuge der inkrementellen Schnittgrößenerhöhung) neben dem Bruchkriterium für die biaxial beanspruchte Betondruckzone (Bruchkriterium nach Kupfer, vgl. Kapitel 2.3.8 und 4.2.5) auch ein Versagen des Betonstahls und des Spannstahls überprüft. Hierbei werden die Betonstahl- und Spannstahlspannungen auf die jeweilige Zugfestigkeit begrenzt. Des Weiteren wird das Erreichen der maximalen Betonstauchung von 3,5 ‰ als Bruchkriterium definiert.

#### 4.2.8 Berechnungsablauf für die iterative Ermittlung des Gleichgewichtszustandes

Abbildung 4.17 stellt den gesamten Berechnungsablauf für die iterative Ermittlung des Gleichgewichtszustandes zur Ermittlung der maximalen Querkrafttragfähigkeit an einem Nachweisschnitt zusammenfassend in Form eines Ablaufschemas dar. Das dargestellte (mithilfe des Programms MATLAB<sup>®</sup> automatisierte) Vorgehen ist für verschiedene Nachweisschnitte zu führen. Die Querkrafttragfähigkeit des Gesamtsystems entspricht letztlich der minimalen Querkrafttragfähigkeit aller Nachweisschnitte.



**Abbildung 4.17:** Ablaufschema der iterativen und inkrementellen Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit am Biegeschubriss-Lamellenmodell (BSRLM) für jeden Nachweisschnitt

### 4.3 Vergleich des Ansatzes mit Versuchsergebnissen

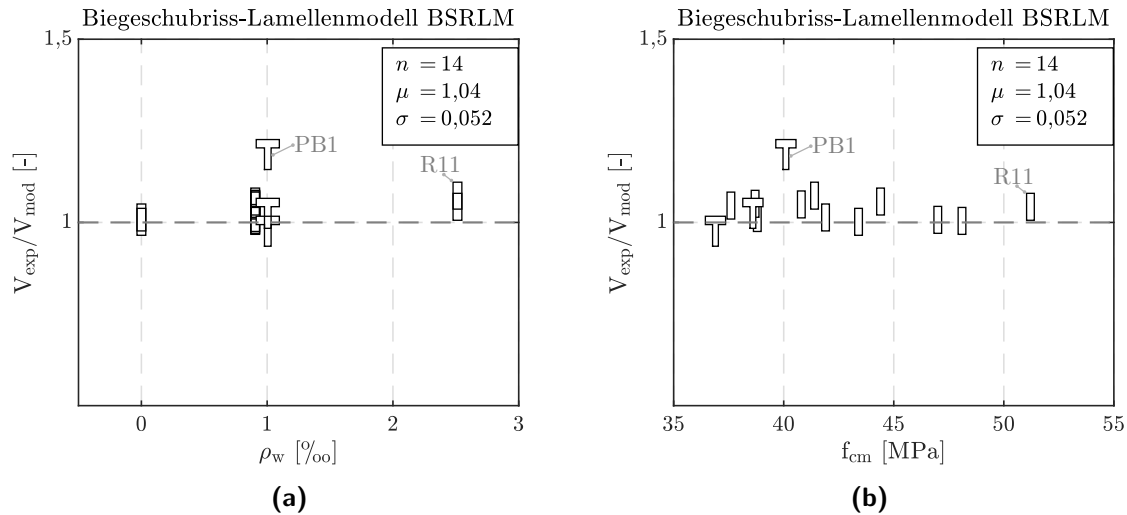
Nachfolgend wird das vorgestellte „Biegeschubriss-Lamellenmodell“ (BSRLM) für die Nachrechnung der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche an Substrukturen sowie eines weiteren Versuchs an einem Spannbeton-Durchlaufträger (als Referenzversuch herangezogen an der RWTH Aachen durchgeführter Versuch DLT 1.1, hier Betrachtung des stärker bewehrten Felds,  $\varnothing 10/25$ , vgl. [Herbrand et al., 2017; Hegger et al., 2019]) genutzt und ein Vergleich mit den Versuchsergebnissen angestellt.

Aufgrund der entlang der Träger (bis auf den Spanngliedverlauf) konstanten Querschnittsparameter sowie der vergleichsweise kurzen Schubfelder im Feld- und Stützbereich wird lediglich jeweils ein Kontrollschnitt (Lage des Punktes A) im Abstand von  $1,5 \cdot d$  vom Anschnitt der Voute bzw. (für den untersuchten Referenzträger) von der Lasteinleitungs- sowie Auflagerachse für den Vergleich gewählt. Für die untersuchten Träger stellt dieser, aufgrund der für den definierten Nachweisbereich maximalen Biegebeanspruchung, den maßgebenden Nachweisschnitt dar. Ein Druckstrebenversagen ist für keine der für den Vergleich herangezogenen Versuchsträger maßgebend. Die 14 für die Validierung des Modells herangezogenen Querkraftversuche unterscheiden sich insbesondere hinsichtlich der folgenden Parameter:

- Querkraftbewehrungsgrad  $\rho_w = 0 - 0,905 \%$  sowie Streckgrenze des Betonstahls der Bügelbewehrung
- Bügelform (geschlossen, einseitig offen, gestoßene zweiteilige sowie über die halbe Querschnittshöhe reichende Zulage-Bügel)
- gerippter sowie glatter Betonstahl für die Querkraftbewehrung
- Vorspanngrad sowie Anzahl und Durchmesser der Spannlitzen je Spannglied
- Querschnittsform: Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitt
- Querschnittshöhe  $h = 0,80 - 1,10$  m
- Stegbreite  $b_w = 0,25 - 0,40$  m
- Betondruckfestigkeit  $f_{cm,cyl} = 36,9 - 51,2$  MPa
- Trägerlänge  $l = 3,5 - 4,5$  m (Schubslankheit)

Für die Versuche werden keine Spannkraftverluste entlang des Trägers berücksichtigt, sondern vereinfacht eine konstante Spanngliedkraft angenommen. Abbildung 4.18 zeigt die Verhältnisse der experimentell  $V_{exp}$  und nach dem Modell  $V_{mod}$  ermittelten Querkraftwiderstände in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrads  $\rho_w$  (Abbildung 4.18a) sowie der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  (Abbildung 4.18b). Für die herangezogenen Versuche zeigt sich eine sehr gute Übereinstimmung der nach dem BSRLM ermittelten Querkrafttragfähigkeiten mit den Querkraftwiderständen aus den experimentellen Untersuchungen. So liegt der Mittelwert der Verhältnisse  $V_{exp}/V_{mod}$  bei  $\mu = 1,04$  und die Standardabweichung bei einem sehr niedrigen Wert von  $\sigma = 0,055$ . Ausgenommen von

Versuch PB2 mit einem Verhältnis  $V_{\text{exp}}/V_{\text{mod}} = 0,994$  (und somit einer minimalen Überschätzung des Querkraftwiderstands) unterschätzt das Modell die Querkrafttragfähigkeit auf der sicheren Seite liegend geringfügig. Neben den Substruktur-Versuchen zeigt das BSRLM mit einem Wert von  $V_{\text{exp}}/V_{\text{mod}} = 1,043$  auch eine sehr gute Approximation des Querkraftwiderstands für den als Referenz genutzten Versuch DLT 1.1 an einem ganzen zweifeldrigen Durchlaufträger.

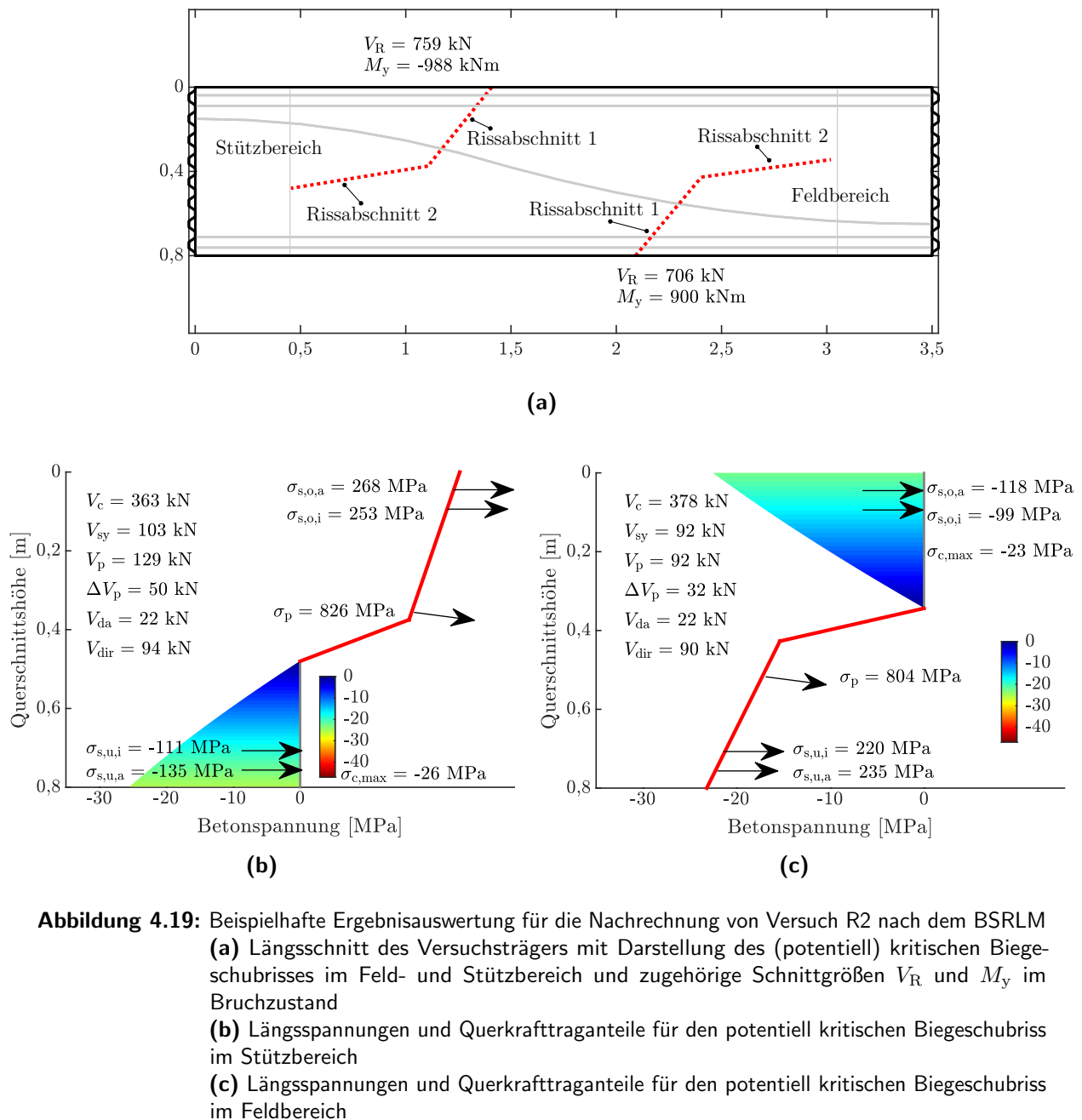


**Abbildung 4.18:** Vergleich der experimentell ermittelten Bruchquerkräfte und Querkraftwiderstände nach dem BSRLM über das Verhältnis der experimentell  $V_{\text{exp}}$  und nach dem Modell ermittelten Querkraftwiderstände  $V_{\text{mod}}$  in Abhängigkeit  
**(a)** des Querkraftbewehrungsgrads  $\rho_w$  und  
**(b)** der Betondruckfestigkeit  $f_{\text{cm}}$

Mit dem vorgestellten Querkraftmodell können die Einflüsse und Effekte unterschiedlicher Bügelformen sehr zutreffend erfasst werden. Ferner zeigt sich auch eine sehr gute Übereinstimmung der Querkraftwiderstände nach Modell und Versuch für verschiedene Querkraftbewehrungsgrade (vgl. Abbildung 4.18a). So kann sowohl die Bruchquerkraft der Versuche ohne als auch mit geringer Querkraftbewehrung mit dem Modell sehr gut prognostiziert werden, was auf eine gute Erfassung des Übergangsbereichs zwischen Trägern mit und ohne Querkraftbewehrung hindeutet. Einzig für den Versuch R11 mit einem Querkraftbewehrungsgrad von  $\rho_w = 2,513\text{‰}$  wird der Querkraftwiderstand nach dem Modell geringfügig unterschätzt, was womöglich auf die fehlende Berücksichtigung eines Querkrafttraganteils aus Rissreibung, der für den höheren Querkraftbewehrungsgehalt womöglich nicht mehr zu vernachlässigen ist (vgl. hierzu auch Kapitel 3.7.4), zurückgeführt werden kann. Für alle Versuche zeigt sich nach dem BSRLM im Bruchzustand ein Fließen der Bügelbewehrung in Bereichen des Biegeschubrisses mit großen Rissöffnungen ( $w > 0,3\text{ mm}$ ). Auch die restlichen Einflussfaktoren können mit dem Modell sehr zutreffend erfasst werden. So zeigt sich auch eine sehr gute Erfassung des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf die Bruchquerkraft (vgl. Abbildung 4.18b), der mit den Versuchsergebnissen bestätigt werden kann, aber für viele Modellvorstellungen nicht berücksichtigt wird. Lediglich für Versuch PB1 zeigt sich eine schlechtere Übereinstimmung. Dies kann womöglich darauf zurückgeführt werden, dass für diesen Versuch (kurz vor Versagen) die maximale Pressenlast

eines horizontalen Zylinders auf der Zugseite erreicht wurde, was zu einer zusätzlichen Rotation der Lasteinleitungsplatte und somit zu einer geringen Verschiebung des Momentennullpunkts führte, die eine Lasterhöhung im Stützbereich ermöglichte.

Abbildung 4.19 zeigt beispielhaft die Auswertung der Ergebnisse einer Nachrechnung von Versuch R2 nach dem BSRLM. Die einzelnen Ergebnisse aller Versuchsnachrechnungen nach dem BSRLM können Anhang C entnommen werden.



Die Nachrechnung nach dem BSRLM ergibt eine um 53 kN geringere Bruchquerkraft im Feldbereich und deutet somit - im Gegensatz zu den Beobachtungen im Versuch - auf ein Versagen im Feldbereich

hin. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass für die Nachrechnung keine Spannkraftverluste am Spannanker im Stützbereich berücksichtigt werden und die Spanngliedneigung im Feldbereich etwas geringer ist, wodurch sich die Querkrafttraganteile  $V_p$  und  $\Delta V_p$  reduzieren. Aufgrund der unterschiedlichen Spanngliedlage im Kontrollschnitt für den Feld- und Stützbereich zeigen sich, durch die gegenseitige Beeinflussung, des Weiteren auch geringe Unterschiede bei den restlichen Querkrafttraganteilen  $V_c$ ,  $V_{sy}$  und  $V_{dir}$ .

Die Einflüsse der Bügelform auf das Querkrafttragverhalten können mit dem Modell ebenfalls sehr realitätsnah abgebildet werden. So reduziert sich der Bügeltraganteil der potentiell kritischen Biegeschubriss beispielsweise für Versuch R4 um jeweils 21 kN im Stütz- und Feldbereich (entspricht einer Reduktion des Bügeltraganteils um 20 – 23%), falls die tatsächliche einseitig offene Bügelform im Vergleich zu einer konventionellen geschlossenen Bügelbewehrung berücksichtigt wird. Folglich reduziert sich die Bruchquerkraft (im maßgebenden Schnitt) um 18 kN. Ferner ergibt sich für diese Versuche nach dem BSRLM eine geringfügig reduzierte horizontale Rissausdehnung. Eine ähnliche Abnahme der Querkrafttragfähigkeit konnte auch in den Versuchen beobachtet werden. Gleichfalls zeigt sich nach dem Modell keine merkliche Reduktion des Bügeltraganteils für die Versuche mit oben offenen Bügeln und einer Verankerung der geraden Stabenden im Gurt, da die Risspitze im Bruchzustand für den potentiell kritischen Biegeschubriss im Feldbereich lediglich bis zum Anschnitt des Gurtes vordringt und sich die Bügelkraft somit über die Flanschhöhe vollständig verankern kann. Für die T-Querschnitte mit potentiell kritischem Riss im Stützbereich läuft der Biegeschubriss zwar durch den Flansch und somit den Verankerungsbereich der offenen Bügel, durch die vergleichsweise steile Rissneigung können jedoch kaum Bügel im Flansch aktiviert werden. Die Berücksichtigung der zusätzlichen über die halbe Querschnittshöhe reichenden unten offenen Zulage-Bügel für die Versuche R6 und R7 führen ebenfalls zu einer merklichen Erhöhung des Querkraftwiderstands in diesem Bereich. Auch für die zweiteiligen Bügel mit kurzen Übergreifungslängen (Versuche R8 und R9) zeigt sich eine ähnliche geringfügige Reduktion der Querkrafttragfähigkeit im Modell. Hierbei ergibt sich aus der Nachrechnung nach dem Modell eine teils deutliche Reduktion der horizontalen Rissausdehnung des zweiten Rissabschnittes. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass der zweite Rissabschnitt für diese Versuche teilweise direkt durch den Übergreifungsbereich der Bügelschenkel (mittige Übergreifung der beiden Bügelteile) führt.

Abbildung 4.20 zeigt beispielhaft die Auswertung der Querkrafttraganteile für die Nachrechnung der Versuche R1, R2 und R11 mit unterschiedlichen Querkraftbewehrungsgraden für den potentiellen Biegeschubriss im Feldbereich. Neben den vom Querkraftbewehrungsgrad unabhängigen Traganteilen  $V_{da}$  und  $V_p$  zeigt sich mit zunehmendem  $\rho_w$  erwartungsgemäß eine Zunahme des Querkrafttraganteils der Bügelbewehrung. Des Weiteren erhöhen sich die Anteile  $V_{dir}$  und  $\Delta V_p$  mit zunehmendem  $\rho_w$  (aufgrund der höheren Bruchquerkraft und zunehmenden Zuggurtdehnung), wohingegen der Traganteil der Betondruckzone  $V_c$ , unter Berücksichtigung der geringfügigen Unterschiede bezüglich der Betondruckfestigkeit, leicht abnimmt. Die Abnahme von  $V_c$  ergibt sich nach dem Modell dabei infolge der zunehmenden Einschnürung der Betondruckzone, die aus der generellen Zunahme der Bruchlast und somit des Biegemoments mit steigendem Querkraftbewehrungsgrad resultiert.

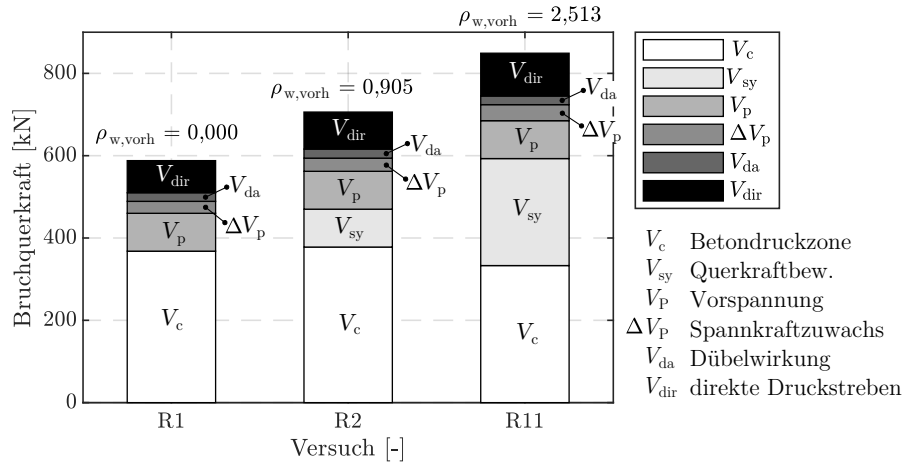


Abbildung 4.20: Vergleich der nach dem BSRLM ermittelten Querkrafttraganteile für Versuche R1, R2, R11

#### 4.4 Sensitivitätsanalyse zu ausgewählten Einflussfaktoren

Um die Einflüsse maßgeblicher Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit nach dem BSRLM aufzuzeigen, wird nachfolgend eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Hierdurch lässt sich zum einen die korrekte Erfassung des Einflusses bestimmter Eingangsparameter zeigen und zum anderen ein Vergleich zu anderen Modellvorstellungen und deren Abbildung der resultierenden Effekte anstellen.

Für die Parameterstudie wird Versuch R2 (Rechteck-Querschnitt,  $h = 80$  cm,  $\rho_w = 0,905$  ‰,  $\sigma_{cp} = 2,5$  MPa,  $a/d = 2,47$ , Durchlaufträger-Teilsystem) als Ausgangskonfiguration gewählt und einzelne Parameter ausgehend von dieser Konstellation variiert. Hierbei wird vereinfacht lediglich ein Kontrollschnitt (Lage von Punkt A des bilinear angenommenen Biegeschubrisses) im Abstand  $1,5 \cdot d$  vom Anschnitt der Voute im Feldbereich betrachtet. Abbildungen 4.21 und 4.23 zeigen die Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse für den Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads  $\rho_w$  (Abbildung 4.21a), der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$  (Abbildung 4.21b), des Längsbewehrungsgrads  $\rho_l$  (Abbildung 4.21c), des Normalkraftanteils der Vorspannung  $\sigma_{cp}$  (Abbildung 4.21d), der Spanngliedneigung  $\alpha_p$  (Abbildung 4.23a), der Schubschlankheit (hier ausgedrückt über das Verhältnis  $a/d$ , siehe Abbildung 4.23d), des Verhältnisses von Flansch- zu Stegbreite  $b_f/b_w$  für eine konstante Flanschhöhe von  $h_f = 0,25$  m (Abbildung 4.23b) sowie des Verbunds der Längsbewehrung (Abbildung 4.23c). Für drei Stützstellen wird neben dem Querkraftwiderstand zusätzlich auch die Druckzonenhöhe  $c$  sowie die Stahlspannung der äußeren Längsbewehrung mit angegeben. Es sei darauf hingewiesen, dass sich die Einflussfaktoren gegenseitig teilweise sehr stark beeinflussen, so dass die gezeigten Ergebnisse lediglich für die gewählte Konstellation gültig sind. Nichtsdestotrotz kann mit dem gewählten Vorgehen für die Sensitivitätsanalyse die Plausibilität der einzelnen Einflussparameter gezielt geprüft werden.



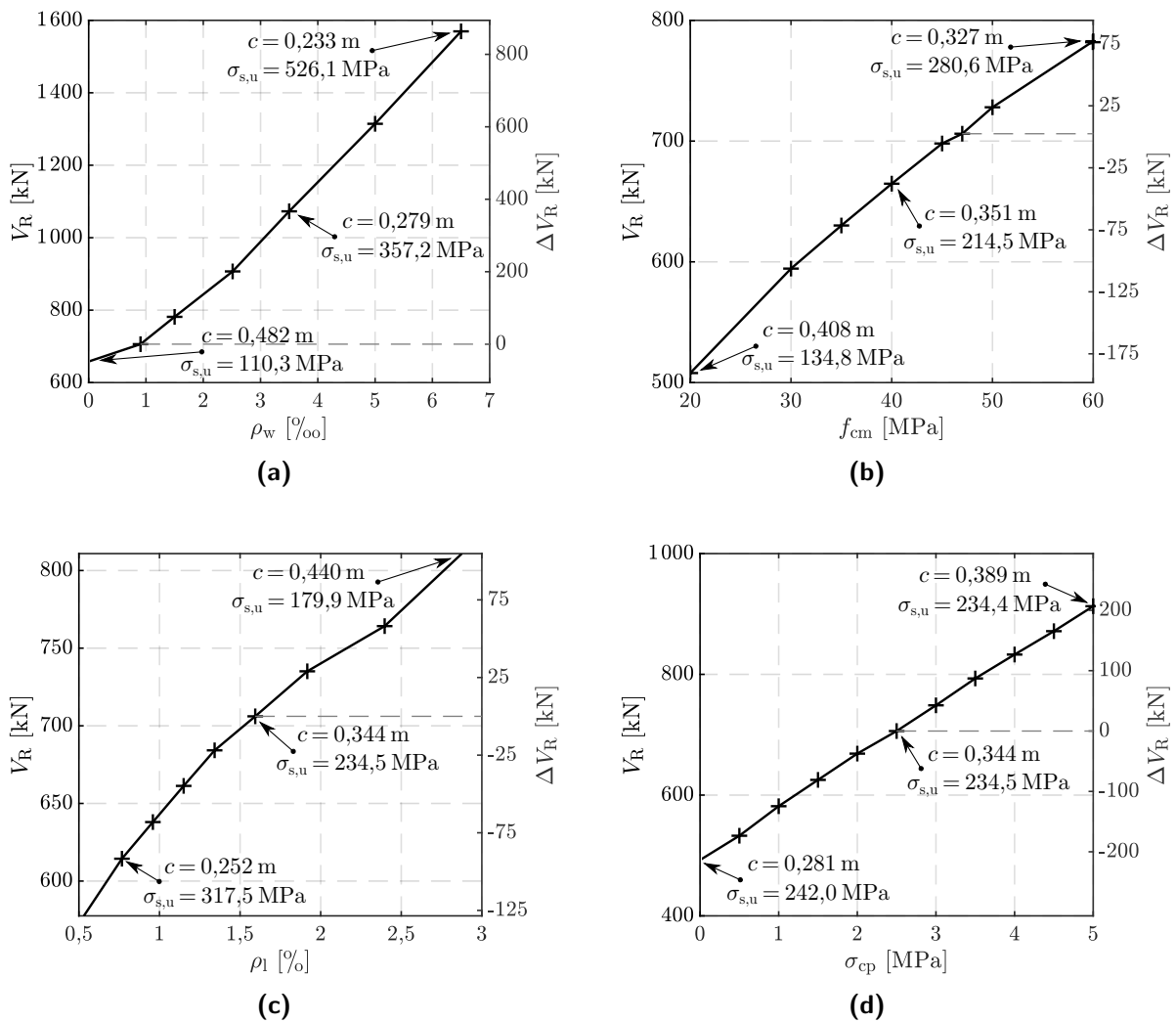


Abbildung 4.21: Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse zu ausgewählten Effekten

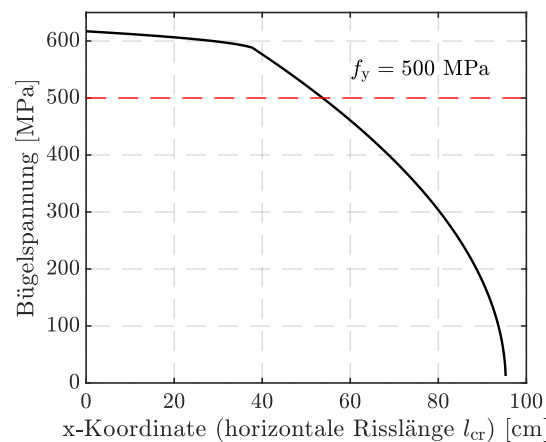
- (a) Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads  $\rho_w$
- (b) Einfluss der Betondruckfestigkeit  $f_{cm}$
- (c) Einfluss des Längsbewehrungsgrads  $\rho_l$
- (d) Einfluss des Normalkraftanteils der Vorspannung  $\sigma_{cp}$

#### Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads $\rho_w$

Um den Einfluss des Querkraftbewehrungsgrads  $\rho_w$  zu untersuchen (vgl. Abbildung 4.21a), wird dieser bis zum theoretischen Erreichen eines Biegeversagens erhöht. Hierbei sei jedoch darauf hingewiesen, dass dies nur eine theoretische Betrachtung darstellt, da zuvor ein Druckstrebenversagen erreicht wird und die Grenzen des Modells verlassen werden. Es zeigt sich erwartungsgemäß ein großer Einfluss von  $\rho_w$  auf den Querkraftwiderstand, wobei im Rahmen der Analyse auch sehr hohe Querkraftbewehrungsgrade betrachtet werden und der Bügeltraganteil für Werte von  $\rho_w$  unterhalb  $\rho_{w, \min}$  einen weitaus geringeren Anteil am Gesamtwiderstand aufweist. Der Zusammenhang zwischen  $V_R$  und  $\rho_w$  ist annähernd linear. Mit zunehmendem Querkraftbewehrungsgrad schnürt

sich die Druckzone zunehmend ein und die Zuggurtdehnung nimmt, aufgrund der zunehmenden Querkrafttragfähigkeit und somit auch zunehmender zugehöriger Momentenbeanspruchung, zu. Demzufolge wird der traglaststeigernde Effekt einer größeren Querkraftbewehrungsmenge durch die damit einhergehende Reduktion des Betontraganteils  $V_c$  aufgrund der geringeren Druckzonenhöhe etwas gehemmt. Gleichwohl vergrößern sich neben  $V_{sy}$  die Querkrafttraganteile  $V_{dir}$  und  $\Delta V_p$  für größere Querkraftbewehrungsgrade, infolge der Erhöhung des Querkraftwiderstands beziehungsweise der zunehmenden Biegebeanspruchung, für den vorliegenden Fall aber in etwa gleichem Maße. Ein theoretisches Biegeversagen tritt nach dem BSRLM erst für eine sehr hohe Querkraft auf, da die Bügelbewehrung einen Beitrag zur Momenten Tragfähigkeit am schrägen Schnitt leistet.

Die Bügelspannungen entlang des Biegeschubrisses weisen nach dem BSRLM einen nichtlinearen Verlauf entlang der horizontal projizierten Risslänge auf (vgl. beispielhafte Darstellung für Versuch R2 in Abbildung 4.22), da diese in Abhängigkeit der resultierenden Rissöffnung nach den über das Zuggurtmodell abgeleiteten  $\sigma_w - w$  - Beziehungen ermittelt werden. Somit wird auch berücksichtigt, dass nicht alle Querkraftbewehrungselemente entlang des Risses zwingend ins Fließen geraten.



**Abbildung 4.22:** Verlauf der Bügelspannungen entlang der horizontalen Risslänge  $l_{cr}$  bei Erreichen der Bruchquerkraft für Versuch R2 (hier dargestellt für einen Kontrollschnitt im Stützbereich)

### Einfluss der Betondruckfestigkeit $f_{cm}$

Nach dem BSRLM zeigt sich ein nicht zu vernachlässigender Einfluss der Betondruckfestigkeit auf den Querkraftwiderstand (vgl. Abbildung 4.21b). Tatsächlich ist dies eigentlich auf die Zunahme der Betonzugfestigkeit mit größer werdender Betondruckfestigkeit zurückzuführen. Die Erhöhung des Querkraftwiderstands lässt sich demnach damit begründen, dass die Bruchschubspannung  $\tau_{xz, max}$  in der Druckzone nach dem Bruchkriterium von Kupfer mit zunehmender Betondruckfestigkeit zunimmt (vgl. Abbildung 4.13) und der Querkrafttraganteil der Betondruckzone somit vergrößert wird. Gleichwohl zeigt sich mit zunehmender Betondruckfestigkeit auch hier eine leichte Abnahme der Druckzonenhöhe aufgrund des größer werdenden Querkraftwiderstands, wobei sich die Querkrafttraganteile  $V_{sy}$  und  $\Delta V_p$  durch die zunehmende Zuggurtdehnung vergrößern. Entsprechend zeigt sich kein exakt linearer Zusammenhang zwischen  $f_{cm}$  und  $V_R$ . Der Einfluss der Betondruckfestigkeit auf

die Querkrafttragfähigkeit konnte auch im Rahmen der experimentellen Untersuchungen festgestellt werden. Trotz dessen wird dieser in vielen Modellvorstellungen nur unzureichend erfasst oder gänzlich vernachlässigt.

#### **Einfluss des Längsbewehrungsgrads $\rho_l$**

Um den Einfluss des Längsbewehrungsgrads  $\rho_l$  zu untersuchen, wird lediglich die Bewehrungsmenge der äußeren (Zug-)Längsbewehrung bei gleichbleibendem Durchmesser der Stäbe verändert. Nach dem BSRLM zeigt sich mit steigendem Längsbewehrungsgrad ein zunehmend nichtlinearer Zusammenhang zwischen  $V_R$  und  $\rho_l$  (vgl. Abbildung 4.21c), wobei sich die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad vergrößert. Dies ist auf eine größer werdende Druckzonenhöhe mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad und damit einhergehend einer Zunahme des Betontraganteils  $V_C$  zurückzuführen. Gleichzeitig kommt es mit zunehmendem Längsbewehrungsgrad jedoch auch zu einer Abnahme der Zuggurtdehnung, so dass sich die Querkrafttraganteile  $V_{sy}$  und  $\Delta V_p$  reduzieren. Im Vergleich zum BSRLM wird letztgenannter Umstand in den meisten Modellvorstellungen zur Querkraftfähigkeit jedoch nicht berücksichtigt.

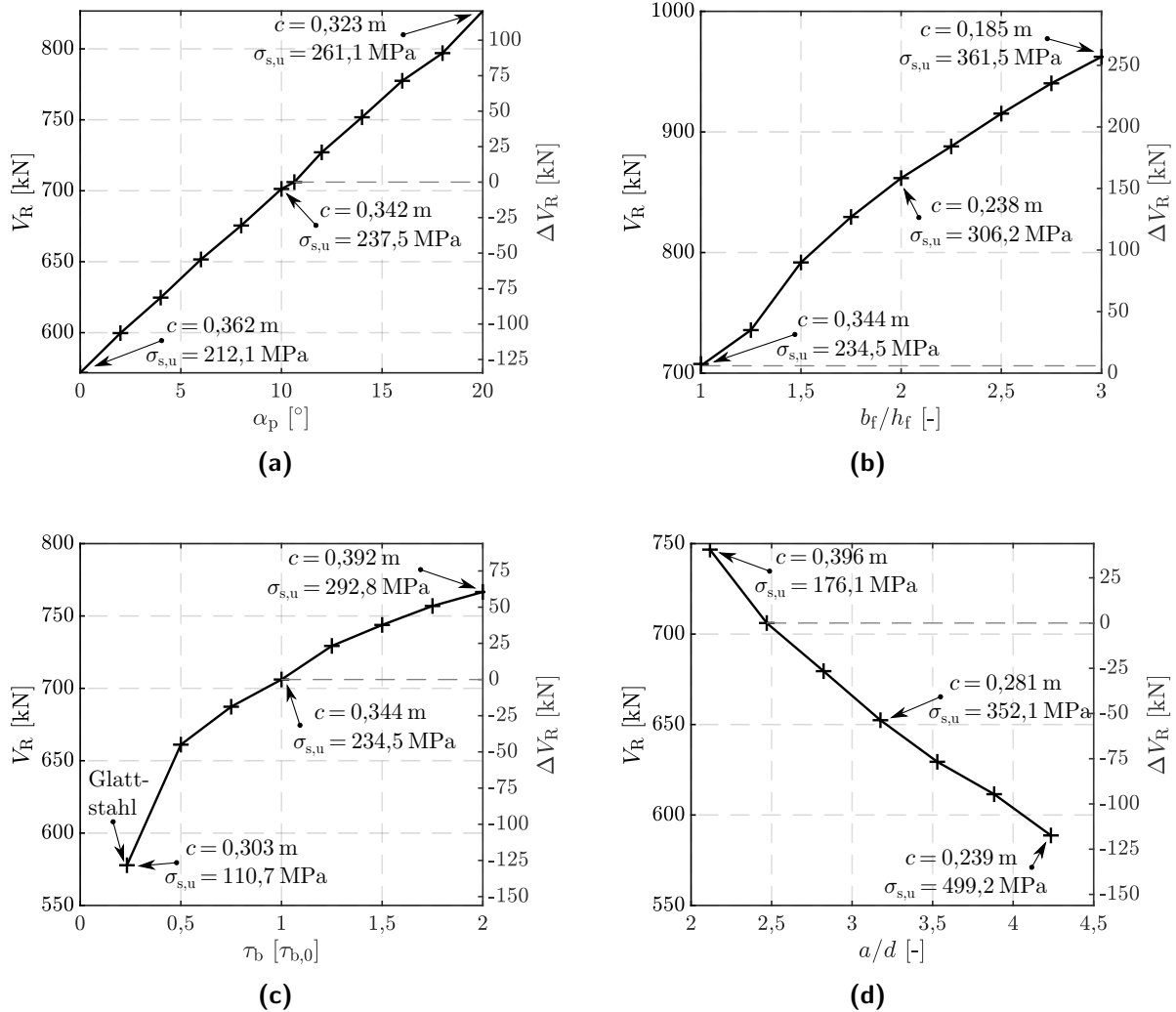
#### **Einfluss des Normalkraftanteils der Vorspannung $\sigma_{cp}$**

Für die Sensitivitätsanalyse zum Einfluss des Normalkraftanteils der Vorspannung  $\sigma_{cp}$  auf den Querkraftwiderstand wird die Spannstahlfläche konstant gehalten und lediglich die entsprechende Vorspannkraft erhöht, wobei der Spannstahl für den untersuchten Parameterraum nicht ins Fließen gerät. Nach dem BSRLM ergibt sich ein linearer Zusammenhang zwischen  $V_R$  und  $\sigma_{cp}$ , wobei die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Vorspannung vergrößert wird (vgl. Abbildung 4.21d). Auch hier ist die Zunahme der Querkrafttragfähigkeit mitunter auf eine Vergrößerung der Druckzonenhöhe mit zunehmendem  $\sigma_{cp}$  und der daraus resultierenden Steigerung von  $V_C$  zurückzuführen. Ferner erhöht sich bei einer Vergrößerung des Normalkraftanteils der Vorspannung logischerweise auch der Querkrafttraganteil aus dem Vertikalanteil der Vorspannung  $V_p$ . Die Zuggurtdehnung bleibt mit zunehmender Vorspannung  $\sigma_{cp}$  nahezu konstant, wobei sich die Neigung des zweiten Rissabschnittes sowie die horizontale Rissausdehnung reduzieren. Demzufolge nehmen der Bügeltraganteil sowie der Querkrafttraganteil aus dem Zuwachs der Vorspannkraft mit zunehmendem  $\sigma_{cp}$  leicht ab.

#### **Einfluss der Spanngliedneigung $\alpha_p$**

Eine steilere Neigung des Spannglieds führt erwartungsgemäß zu einer Vergrößerung des Querkraftwiderstands (vgl. Abbildung 4.23a), da die Traganteile aus dem Vertikalanteil der Vorspannung  $V_p$  und dem Spannkraftzuwachs  $\Delta V_p$  deutlich zunehmen. Simultan führt eine steilere Spanngliedneigung bei gleichbleibender Spannkraft jedoch auch zu einer Reduktion des inneren Hebelarms  $z$ , wodurch sich Bügel- und Betontraganteil geringfügig reduzieren und den mit Bezug auf den Querkraftwiderstand positiven Effekt einer steileren Spanngliedneigung etwas mindern. Die Zuggurtdehnung nimmt mit der Zunahme von  $V_R$  (und der damit einhergehenden Vergrößerung der Biegebeanspruchung) bei

steiler werdender Spanngliedneigung  $\alpha_p$  entsprechend nur leicht zu und die Druckzonenhöhe reduziert sich lediglich minimal.



**Abbildung 4.23:** Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse zu ausgewählten Effekten

- (a) Einfluss der Spanngliedneigung  $\alpha_p$
- (b) Einfluss des Verhältnisses von Flansch- zu Stegbreite  $b_f/b_w$  ( $h_f = 0,25$  m)
- (c) Einfluss des Verbunds der Längsbewehrung
- (d) Einfluss der Schubschlankheit  $a/d$

#### **Einfluss des Verhältnisses von Flansch- zu Stegbreite $b_f/b_w$**

Der Einfluss der Flanschbreite auf den Querkraftwiderstand  $V_R$  nach dem BSRLM wird im Bereich positiver Biegemomente (Feldbereich) bei Beibehaltung einer konstanten Flanschhöhe von  $h_f = 0,25$  m untersucht, wobei das Verhältnis  $b_f/b_w = 1$  die Gegebenheiten der Ausgangskonfiguration von Versuch R2 (Rechteckquerschnitt) widerspiegelt. Im Feldbereich liegt die Druckzone teilweise oder auch vollständig im Gurt, so dass sich der Querkrafttraganteil der Betondruckzone im Gurt über die mitwirkende Breite des Gurtes bei Querkraftbeanspruchung  $b_{V,eff}$  bestimmt. Mit größer werdender

Gurtbreite nimmt die Zuggurtdehnung zu und die Druckzonenhöhe reduziert sich deutlich (vgl. Abbildung 4.23b), so dass die Nulllinie bei einem Verhältnis von  $b_f/b_w = 2$  für den vorliegenden Fall bereits vollständig im Gurt liegt. Nach dem BSRLM steigert sich die Querkrafttragfähigkeit mit zunehmender Gurtbreite bzw. zunehmendem Verhältnis  $b_f/b_w$  deutlich, wobei der Gurt bis zu einem Wert von  $b_f/b_w = 3,5$  bei der Querkraftbeanspruchung voll mitwirkt. So nimmt zum einen der Betontraganteil  $V_c$  aufgrund der Vergrößerung von  $b_{V,eff}$  mit steigendem Verhältnis  $b_f/b_w$  zu und zum anderen vergrößern sich die Zuggurtdehnung und somit auch die Querkrafttraganteile  $V_{sy}$  und  $\Delta V_p$ .

### **Einfluss des Verbunds der Längsbewehrung**

Im Vergleich zu den meisten vorhandenen Querkraftmodellen ist das BSRLM auch in der Lage, den Einfluss der Verbundbedingungen von Längs-, Bügel- sowie Spannbewehrung auf das Querkrafttragverhalten abzubilden. Im Rahmen der Sensitivitätsanalyse werden zu Zwecken der Veranschaulichung des Einflusses lediglich die Verbundbedingungen der Längsbewehrung variiert, indem die Verbundspannung, ausgehend von der Verbundspannung der Längsbewehrung von Versuch R2  $\tau_{b,0}$ , faktorisiert wird. Hierbei wird auch das Tragverhalten bei Vorhandensein einer glatten Längsbewehrung betrachtet, indem die für diesen Fall resultierende reduzierte Verbundspannung angesetzt wird. Nach dem BSRLM zeigt sich ein deutlicher Einfluss des Verbundverhaltens der Längsbewehrung auf die Querkrafttragfähigkeit  $V_R$  (vgl. Abbildung 4.23c), wobei ein nichtlinearer Zusammenhang zwischen den beiden Größen besteht. So reduziert sich die Druckzonenhöhe mit kleiner werdender Verbundspannung, woraus sich ein geringerer Betontraganteil  $V_c$  ergibt. Neben der genannten zunehmenden Einschnürung der Druckzone führt eine abnehmende Verbundspannung auch zu einer Veränderung des Rissverlaufs. So zeigt sich nach dem BSRLM generell eine steilere Neigung sowie Verkürzung der Länge des zweiten Rissabschnitts, wodurch sich zusätzlich auch der Bügeltraganteil  $V_{sy}$  reduziert.

### **Einfluss der Schubschlankheit $a/d$**

Wenngleich der Einfluss der Schubschlankheit bei einigen Modellvorstellungen, wie auch dem Querkraftmodell nach EN 1992-2/NA [2013], unberücksichtigt bleibt, zeigt sich nach dem BSRLM ein deutlicher Effekt auf die Querkrafttragfähigkeit (vgl. Abbildung 4.23d). Für die vorliegende Studie zu den Auswirkungen der Schubschlankheit gemäß dem entwickelten Modell wird die Spanngliedführung vereinfacht entsprechend der Veränderung der Trägerlänge gestaucht bzw. gestreckt. Ferner wird das Maß der Schubschlankheit über das Verhältnis von Lastabstand zu statischer Nutzhöhe  $a/d$  ausgedrückt, auch wenn es sich um ein Durchlaufträgersystem mit Momentennullpunkt in Trägermitte handelt. Nach dem BSRLM zeigt sich eine deutliche Abnahme der Querkrafttragfähigkeit mit zunehmendem Verhältnis  $a/d$ . Dies ist darauf zurückzuführen, dass das Verhältnis von Moment zu Querkraft mit größer werdendem  $a/d$  zunimmt und sich der Betontraganteil  $V_c$ , trotz einer höheren ertragbaren Schubspannung infolge der zunehmenden Druckbeanspruchung des Betons, folglich aufgrund der zunehmend kleiner werdender Druckzonenhöhe reduziert. Ferner verliert auch der Querkrafttraganteil direkter Druckstreben mit zunehmender Schubschlankheit an Bedeutung. Demge-

genüber nimmt die Zuggurtdehnung mit steigender Schubschlankheit, aufgrund der größer werdenden Biegebeanspruchung, zu, wodurch die Querkrafttraganteile  $V_{sy}$  und  $\Delta V_p$  entsprechend anwachsen. Aus diesem Grund steht auch dieser Einflussfaktor in keinem exakt linearen Zusammenhang zum Querkraftwiderstand.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

### 5.1 Zusammenfassung

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde das Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern mit veränderlicher Spanngliedneigung im Bereich der Innenstütze von unter Einzellasten beanspruchten Durchlaufträgern untersucht. Ein besonderer Fokus wurde dabei auf die Berücksichtigung nicht normenkonform ausgeführter Bügelbewehrung und damit einhergehend den Einfluss des Verbundverhaltens auf die Querkrafttragfähigkeit gelegt. Für die im Kontext der Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen an Spannbetonbalkenelementen wurde eine innovative Versuchstechnik, die sogenannte „Substrukturtechnik“, entwickelt und angewandt, die eine herausgelöste Betrachtung der für das Versagen maßgebenden Trägerbereiche ermöglicht. Auf Basis der Versuche sowie theoretischer Überlegungen wurde neben einem vereinfachten Ansatz, der die Anrechnung verschiedener nicht normenkonformer Bügelformen auf den Querkraftwiderstand erlaubt, ein neues mechanisch begründetes Querkraftmodell für Spannbetonträger von Bestandsbrücken entwickelt.

Einleitend (Kapitel 1) wird in der Arbeit auf die Altersstruktur sowie Entwicklungen auf der Einwirkungs- und Widerstandsseite für die Bemessung von Betonbrücken in Deutschland eingegangen. Es wird aufgezeigt, dass ein Großteil der Brücken in Deutschland im Zeitraum zwischen 1965 und 1985 errichtet wurde. Insbesondere für Straßenbrücken wurde dabei die große Mehrheit der Bauwerke in Spannbeton- bzw. Stahlbetonbauweise realisiert. Bei der Nachrechnung von Spannbetonbrücken treten in der Praxis, insbesondere für Bauwerke die vor der Einführung einer Mindestquerkraftbewehrung im Jahre 1966 gebaut wurden, häufig vor allem massive rechnerische Defizite bei dem Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Längsrichtung auf.

Diese Nachweisdefizite sind auf Veränderungen sowohl auf der Einwirkungs- als auch auf der Widerstandsseite zurückzuführen. So kam es in den letzten Jahrzehnten zu einer deutlichen Zunahme des Verkehrs bzw. der Verkehrsbelastung und der Querkraftnachweis in den Regelwerken wurde einigen zum Teil drastischen Änderungen unterworfen. Im Zuge dessen änderten sich auch die Anforderungen an die konstruktive Durchbildung der Querkraftbewehrung, so dass sich bei älteren Stahl- und Spannbetonbrücken oftmals Querkraftbewehrungsformen finden, die den heutigen normativen Forderungen nicht genügen und somit nicht für den Nachweis der Querkrafttragfähigkeit in Ansatz gebracht werden dürfen.

In der Praxis finden sich jedoch oftmals keine mit den rechnerischen Defiziten korrelierende Schadensbilder, wie eine entsprechende Schubrissbildung. Daher ist anzunehmen, dass die entsprechenden Brückenbauwerke über deutliche rechnerisch nicht berücksichtigte Tragreserven verfügen. Diese

Diskrepanz zwischen Theorie und Praxis kann auf die Vernachlässigung sowie für die Charakteristika von Bestandsbrücken nicht zutreffende Beschreibung bestimmter Querkrafttraganteile zurückgeführt werden. So liegen in vielen Fällen erhebliche Querkrafttragreserven insbesondere aufgrund der starken Unterschätzung des Betontraganteils für geringe Querkraftbewehrungsgrade sowie von nicht normenkonform ausgeführter Bügelbewehrung vor.

Kapitel 2 fasst den Stand der Kenntnisse sowie Grundlagen zum Querkrafttragverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonträgern zusammen. Hierbei werden vor allem die einzelnen Querkrafttragmechanismen detailliert beschrieben (vgl. Abschnitt 2.3) und kritisch analysiert. Ferner widmet sich das Kapitel dem Verbundverhalten von Querkraftbewehrung und Spanngliedern sowie dem Einfluss der Geometrie von Querkraftbewehrung. Abschnitt 2.4.2 stellt das *Zuggurtmodell* als Ansatz für die Beschreibung des Verbundverhaltens über eine vereinfachte Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbunds durch die Verwendung von ideal starr-plastischen Verbundspannung-Schlupf-Beziehungen vor. Über diesen Ansatz werden Zusammenhänge zwischen Schubrissöffnung und Stahlspannung hergeleitet. Überdies wird das *Zuggurtmodell* für die Beschreibung des Verbundverhaltens von nicht normenkonform ausgeführter Bügelbewehrung erweitert.

Kapitel 3 geht auf die Anwendung (Abschnitt 3.2) und Validierung (Abschnitt 3.3) der „Substrukturtechnik“ für Querkraftversuche ein. Durch die Anwendung des neuartigen Versuchskonzepts war es möglich den Teilbereich zwischen Einzellast und Innenstütze eines Zweifeldträgers näherungsweise zu simulieren, indem die dem globalen System nachempfundenen Randschnittgrößen über sechs echtzeitgesteuerte Hydraulikzylinder sowie spezielle Lasteinleitungsplatten eingetragen wurden. Durch die vorgenommene Systemreduktion konnten im Labor wirklichkeitsnahe großformatige Querkraftversuche mit baupraktisch relevanten Querschnittsabmessungen erfolgreich realisiert werden. Dabei konnte die Länge der Versuchskörper deutlich reduziert werden, wodurch sich ein einfacheres Handling, eine schnellere Herstellung sowie eine höhere Taktung bei der Versuchsdurchführung ergab. Das Versuchskonzept der Substrukturtechnik für Querkraftversuche wurde anhand eines Referenzversuchs sowie numerischer Untersuchungen mit dem Querkrafttragverhalten von einem vollständigen globalen Zweifeldträger unter Belastung durch zwei Einzellasten abgeglichen und verifiziert. Der Vergleich zeigt für die Substruktur-Versuche eine gute Übereinstimmung bezüglich Rissbild, Versagensmodus sowie Niveau der Bruchlast mit dem globalen System des Zweifeldträgers. Es ergeben sich lediglich nachvollziehbare Unterschiede aufgrund der bei den Substrukturen beidseitig vorhandenen Vouten mit starker Querkraftbewehrung sowie der abweichenden Lasteinleitungssituation über massive stirnseitige Platten.

Des Weiteren stellt Kapitel 3 die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten experimentellen Untersuchungen vor und fasst die Ergebnisse sowie Erkenntnisse zum Tragverhalten zusammen. Für die genaue Analyse der Lastabtragungsmechanismen wurde konventionelle sowie innovative Messtechnik verwendet. Hierbei wurden insbesondere die Potentiale digitaler Bildkorrelation, zur Erfassung der genauen Risskinematik, sowie faseroptischer Sensoren, zur quasi-kontinuierlichen Messung der Dehnungen entlang von Querkraftbewehrungselementen, genutzt. Aus den 14 Querkraftversuchen lassen sich folgende Erkenntnisse ableiten:



- Sowohl offene Bügel mit geraden Stabenden als auch nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichende Steckbügel im Stützbereich können merklich zum Abtrag von Querkraften beitragen. Ferner können zweiteilige, gestoßene Bügel, bei ausreichender Übergreifungslänge der Stabenden, analog geschlossener Bügelbewehrung betrachtet werden. Dies ist vor allem darauf zurückzuführen, dass die Tragwirkung im Vergleich zu geschlossenen Bügeln lediglich dort reduziert ist, wo die Übergreifung der beiden Bügelteile durch Schubrisse gekreuzt wird. Demgegenüber reduziert sich der Traganteil für oben offene Bügel mit geraden Stabenden deutlich. Dies lässt sich damit begründen, dass der kritische Schubriss die Bügelschenkel zum Teil in Bereichen kreuzt, in denen sich die Bügelkraft durch die ungünstigere Verankerung nicht bis zur Streckgrenze aufbauen kann. Der Bügeltraganteil der oben offenen Bügel im Vergleich zu geschlossenen, konventionellen Bügeln reduziert sich daher abhängig von der Anzahl an Bügeln, die durch den kritischen Schubriss im Bereich der Verankerungslänge der Stabenden gekreuzt werden. Für die Versuche an T-Querschnitten mit oben offener, glatter Bügelbewehrung lässt der Vergleich der gemessenen Bruchquerkräfte hingegen auf keine Reduktion der Querkrafttragfähigkeit schließen. Der positive Einfluss der Gurte auf das Verankerungsverhalten der geraden Stabenden kann dabei insbesondere darauf zurückgeführt werden, dass der kritische (Biege-)Schubriss bei Erreichen der maximalen Querkraft entlang der Kante zwischen Gurt und Steg verläuft und dieser sich somit nicht in den Flansch fortpflanzt. Für die Träger mit einseitig offenen Steckbügeln (als Zulage im negativen Momentenbereich) verlagert sich das Versagen in den Feldbereich. Somit zeigt sich auch für diese Bügelform ein deutlicher Einfluss auf das Querkrafttragverhalten. Die zugehörigen Dehnungsmessungen machen deutlich, dass ein Fließen in den vertikalen Bügelschenkeln auftreten kann, falls der Bügel außerhalb der Verankerungslänge von einem Schubriss gekreuzt wird.
- Der Betontraganteil stellt für Spannbetonträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad den dominierenden Beitrag des Querkraftwiderstands dar. Aus den Versuchen geht ein deutlicher Einfluss der Betonfestigkeit auf die Querkrafttragfähigkeit hervor. Bei Zuordnung des Betontraganteils als Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone und Beschreibung dessen über ein biaxiales Versagenskriterium, lässt sich diese Abhängigkeit zutreffend beschreiben.
- Aus den photogrammetrischen Messungen geht hervor, dass die Risskinematik des kritischen Biegeschubrisses einer Rotation um die aktuelle Risspitze folgt. Die Beträge von Rissöffnung und -gleitung nehmen somit in Richtung Risspitze bzw. Druckzone ab. Die größten Rissgleitungen liegen im der Zugzone zugewandten Bereich des Risses mit einer steileren Rissneigung vor. Die Werte der Rissöffnung und -gleitung zeigen eine deutliche Abhängigkeit vom vorhandenen Querkraftbewehrungsgrad. Für den Prüfling mit schwacher Bügelbewehrung wurden sehr große Rissöffnungen mit Werten von bis zu 4 mm erreicht. Demgegenüber resultieren für den Träger ohne Bügelbewehrung, aufgrund der geringeren Bruchlast sowie fehlenden Möglichkeiten zur Umlagerung auf eine Bügelbewehrung, weitaus kleinere Werte für  $w$  und  $s$ . Für den Versuch mit stärkerer Bügelbewehrung reduzieren sich die Werte für Rissöffnung und -gleitung ebenfalls deutlich, aufgrund der rissvernähenden Wirkung der Querkraftbewehrung.

- Ergänzend wurden auch Untersuchungen zum Querkrafttraganteil infolge Rissreibung in Abhängigkeit des Querkraftbewehrungsgrades durchgeführt. Der Rissreibungstraganteil wurde hierbei anhand zweier unterschiedlicher Rissreibungsgesetze bestimmt. Aus den Untersuchungen geht hervor, dass für geringe Querkraftbewehrungsgrade nach dem *Zweiphasenmodell* im kritischen Schubriss kurz vor Erreichen der maximalen Querkraft nahezu keine Rissreibung mehr vorhanden ist. Dies lässt sich insbesondere mit dem Vorhandensein sehr großer Rissöffnungen im Bruchzustand begründen. Auch wenn in den Versuchen eine starke Dominanz des Betontraganteils festgestellt werden konnte, kann diese für die vorliegenden Versuche somit nicht auf die Rissreibung zurückgeführt werden.
- Der Querkrafttraganteil infolge Spannkraftzuwachs wurde ebenfalls aus der optisch gemessenen Rissöffnung des kritischen Schubrisses nach dem *Zuggurtmodell* errechnet. Hieraus geht hervor, dass der Querkrafttraganteil infolge Spannkraftzuwachs für die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche mit Werten von bis zu 11,9% der Bruchquerkraft eine nicht zu vernachlässigende Größe aufweist.
- Die Ausbildung eines horizontalen Dübelrisses entlang der Längsbewehrung wurde für die Versuche erst mit dem instabilen Vordringen des kritischen Schubrisses in die Druckzone ausgelöst, wobei das Maximum der ertragbaren Querkraft zu diesem Zeitpunkt bereits überschritten wurde. Demnach kann lediglich eine Dübelwirkung der Längsbewehrung bis zum Erreichen der Dübelrisslast für die Ermittlung der Bruchquerkraft angesetzt werden.
- Für die Versuche mit Plattenbalkenquerschnitt lag der bezogene Betontraganteile der Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu den Trägern mit Rechteckquerschnitt um bis zu 22% höher. Somit zeigen die Versuche generell eine merkliche Erhöhung der Querkrafttragfähigkeit durch das Vorhandensein seitlicher Flansche.
- Die experimentell ermittelten Stahldehnungs-Schubrissöffnungs-Beziehungen wurden beispielhaft für einzelne Bügelbewehrungselemente mit den analytischen Ansätzen nach dem *Zuggurtmodell* verglichen. Hierbei zeigte sich grundsätzlich eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Modell, wobei die resultierenden Stahldehnungen der Bügel von weiteren Biegeschubrissen in der Zugzone beeinflusst werden können.

Neben den Querkraftversuchen wurden auch kleinformative Ausziehversuche mit glattem Betonstahl durchgeführt, um die ansetzbaren Verbundspannungen für Glattstahl nach verschiedenen Ansätzen zu verifizieren. Hierbei zeigte sich erwartungsgemäß, dass die Verbundspannung von glattem Betonstahl sehr großen Schwankungen unterworfen ist, da diese insbesondere auf die Haftreibung beruht, die wiederum von der relativ stark schwankenden Rauigkeit des Stahls abhängt. Für einige Ansätze zeigt sich eine Überschätzung der Verbundspannung im Vergleich zu den experimentell bestimmten Werten. Die bei glatter Bewehrung anzusetzende Verbundspannung sollte daher konservativ mit einem unteren Grenzwert festgelegt werden. Da Bügelbewehrung aus glattem Betonstahl in der Vergangenheit jedoch in der Regel immer mit Haken am Stabende ausgeführt wurde, kann diese auch für den Fall, dass sie nicht geschlossen ist, grundsätzlich bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden.

Ein Vergleich der experimentell ermittelten Bruchquerkräfte mit vorhandenen normativen Bemessungsansätzen zeigte, dass die meisten der untersuchten Ansätze den Querkraftwiderstand stark unterschätzen. Neuere Querkraftmodelle wie das *Fachwerkmodell mit konstantem Betontraganteil* oder das *Flexural Shear Crack Model* zeigen hingegen, zumindest für die Träger mit Rechteckquerschnitt, eine gute bis sehr gute Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen.

Kapitel 4 stellt die im Rahmen dieser Arbeit auf Basis der Versuche sowie aufgezeigter theoretischer Grundlagen entwickelten Ingenieurmodelle zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit dar. Zum einen wurde ein vereinfachter, zum bisherigen Nachweiskonzept konformer Ansatz entwickelt, der die Anrechnung verschiedener nicht normenkonformer Bügelformen auf den Querkraftwiderstand erlaubt. Der Ansatz beschränkt sich auf die Ermittlung des Bügeltraganteils in Abhängigkeit des Risswinkels sowie des inneren Hebelarms  $z$ . Der Wert für  $z$ , der als Produkt mit dem Kotagens des Schubrisswinkels der horizontalen Projektion der Risslänge entspricht, wird dabei in Abhängigkeit der vorhandenen Bügelform angepasst, so dass die Verankerungsbereiche von geraden Stabenden oder Übergreifungen nicht in Ansatz gebracht werden.

Zum anderen wurde im Rahmen dieser Arbeit ein neuer Ansatz für ein mechanisch konsistentes Querkraftmodell für Spannbetonbrücken im Bestand entwickelt. Das Konzept des sogenannten „Biegeschubriss-Lamellenmodells“ basiert auf Annahmen zur Geometrie und Kinematik des Biegeschubrisses und teilt den freigeschnittenen Körper in Lamellen auf. Dadurch kann der Kräftezustand in jeder Lamelle sowie in den Bewehrungselementen in Abhängigkeit von Freiwerten der Rissgeometrie ermittelt werden und eine Formulierung der Gleichgewichts- sowie Kompatibilitätsbeziehungen am Biegeschubriss, unter Nutzung von realistischen konstitutiven Gleichungen, vorgenommen werden. Das entsprechende Gleichungssystem wurde als Optimierungsproblem formuliert und bedarf einer iterativen Lösung. Die Interaktionen von Normalkraft, Biegemoment und Querkraft werden nach dem Modell vollständig erfasst. Ferner wird der Einfluss des Verbundverhaltens der schlaffen Bewehrung sowie der Spannglieder auf den Querkraftwiderstand berücksichtigt. Nach der Modellvorstellung ist außerdem eine präzise Bestimmung des Querkrafttraganteils aus dem Spannkraftzuwachs sowie die konkrete Erfassung der Einflüsse aus (exzentrischer) Vorspannung möglich. Der Betontraganteil des Querkraftwiderstands wird größtenteils der Querkrafttragfähigkeit der Betondruckzone zugeschrieben, wobei diese über ein biaxiales Versagenskriterium formuliert wird. Mit dem Biegeschubriss-Lamellenmodell lässt sich die Druckzonenhöhe dabei unter Beachtung einer ggf. vorhandenen Druckbewehrung, der Bügelbewehrung, des Verbundverhaltens sowie der Querschnittsform genau bestimmen. Der Einfluss des Längsspannungszustandes auf den Widerstand der Betondruckzone wird ebenso beachtet. Zudem ist über die Ermittlung der Bügelkräfte in Abhängigkeit der Biegeschubrissöffnung auch die Berücksichtigung des Tragverhaltens von nicht normenkonform ausgeführter Bügelbewehrung oder auch von glattem Betonstahl über entsprechende Rissöffnungs-Stahlspannungsbeziehungen möglich. Ein Vergleich der experimentell ermittelten Querkraftwiderstände mit den nach dem Modell errechneten Querkrafttragfähigkeiten zeigt, sowohl für die Träger mit Rechteck- als auch für die mit Plattenbalkenquerschnitt, eine sehr gute Übereinstimmung. Ferner können auch die Querkraftwiderstände der Versuchsträger mit nicht normenkonform ausgeführter Bügelbewehrung sehr zutreffend mit dem Modell abgebildet werden. Eine Sensitivitätsanalyse zu ausgewählten

Einflussfaktoren der Querkrafttragfähigkeit zeigt eine sehr akkurate und plausible Erfassung der Einflüsse auf das Querkrafttragverhalten.

## 5.2 Ausblick

Trotz jahrzehntelanger Forschung zum Querkrafttragverhalten im Betonbau sowie vielversprechender Forschungsaktivitäten zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von Brücken im Bestand in jüngster Vergangenheit, besteht nach wie vor Bedarf an weiteren Untersuchungen. Mit Bezug auf die vorliegende Arbeit sollten in Zukunft insbesondere die folgenden Fragestellungen näher durchleuchtet werden:

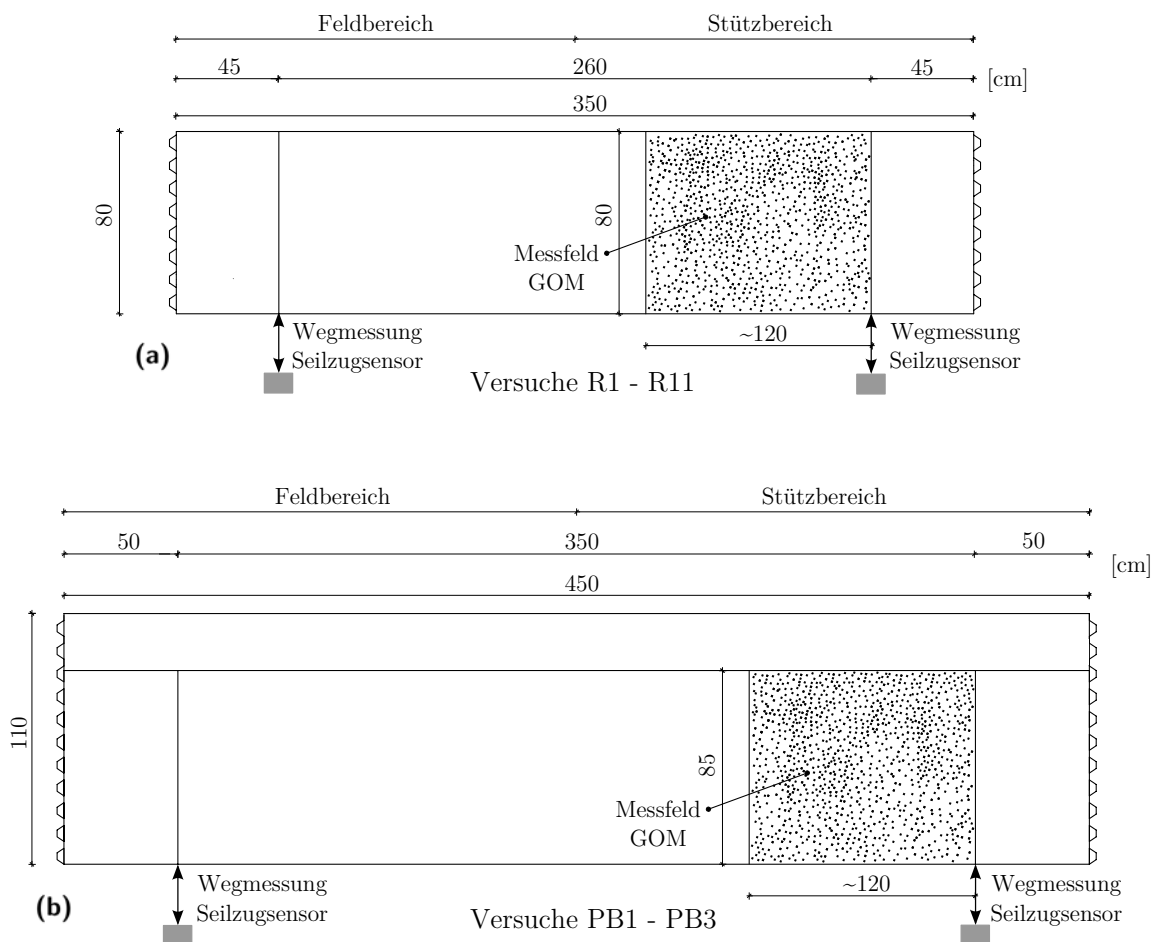
- Trotz einer zunehmenden Anzahl an Querkraftversuchen in den letzten Jahren sollte die Datenbasis an Versuchen zu bestimmten Einflussfaktoren beziehungsweise mit bestimmten Anforderungen erweitert werden. So besteht vor allem Interesse an weiteren Versuchen zum Querkrafttragverhalten von Spannbetonbalken mit Durchlaufwirkung und baupraktisch relevanten Querschnittsabmessungen. Hierbei sind weitere gezielte Untersuchungen zu ausgewählten Einflussfaktoren auf den Querkraftwiderstand, wie z. B. zu dem Längsbewehrungsgrad (insbesondere für sehr geringe Werte von  $\rho_l$ ), der Betonfestigkeit, der Schubslankheit sowie dem Verbundverhalten erforderlich.
- Die Potentiale moderner Messtechnik, wie z. B. faseroptischer Sensoren, können hierbei explizit genutzt werden, um die Querkrafttraganteile für die jeweiligen Versuche genauer zu verifizieren. Diesbezüglich liegt insbesondere die messtechnische Erfassung des Spannkraftzuwachses sowie des Spannungszustands in der Betondruckzone während der Versuche im Fokus.
- Der Einfluss einer Umschnürungswirkung durch Bügelbewehrung auf den Querkraftwiderstand der Betondruckzone sollte durch gezielte Versuche näher analysiert werden.
- Des Weiteren empfiehlt es sich mehr Querkraftversuche an Durchlaufträgern unter Beanspruchung durch Gleichlasten durchzuführen, um realistische Belastungsszenarien abzudecken.
- Neben der kombinierten Beanspruchung aus Querkraft, Biegemoment in Längsrichtung und Normalkraft, sollten die Auswirkungen einer zusätzlichen Beanspruchung infolge Querbiegung, Torsion sowie Längszugspannungen experimentell näher untersucht werden.
- Zudem besteht Interesse an gezielten experimentellen Untersuchungen zum Einfluss einer Momentenumlagerung auf das Querkrafttragverhalten bei Durchlaufträgern. Hierbei liegt das Hauptaugenmerk auf der Analyse des Einflusses einer unterschiedlichen Biegebewehrung im Feld- und Stützbereich und der daraus resultierenden möglichen Verschiebung des Momentennullpunkts.
- Im Hinblick auf eine baupraktische Anwendung ist das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte „Biegeschubriss-Lamellenmodell“ für eine Beanspruchung durch Gleichlasten und eine allgemeingültige Formulierung des Biegeschubrissabstands  $s_{cr}$  zu erweitern. Zudem sollten probabilistische Untersuchungen zur Ableitung von Teilsicherheitsbeiwerten für die Bemessung angestellt werden.

## **A Anhang: Versuchsergebnisse Querkraftversuche**

Anhang A stellt die Ergebnisse sowie Konstruktionszeichnungen und Details der eigenen Querkraftversuche an Trägerschnitten dar. Die Ausgabe erfolgt für jeden Versuch einzeln in Relation zur maximalen Querkraft.

## A.1 Anordnung der Messtechnik

Nachfolgend ist die Anordnung der Seilzugsensoren zur Wegmessung sowie des Messfeldes für kamerabasierte optische Messungen an den jeweiligen Versuchsträgern dargestellt. Die manuelle Aufzeichnung der Rissbilder während der Versuchsdurchführung erfolgte auf der gegenüberliegenden Seite wie die optische Messung. Die genaue Anordnung der faseroptischen Messsensoren sowie der Dehnmessstreifen zur Messung der Bügeldehnungen ist bei der jeweiligen Auswertung gesondert mit angegeben.



**Abbildung A.1:** Anordnung der Seilzugsensoren zur Wegmessung sowie des Messfeldes für kamerabasierte optische Messungen

(a) für Versuche R1 - R11

(b) für Versuche PB1 - PB3

## A.2 Versuch R1

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [‰]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R1-o	Rechteck	0,800	3,500	0,249	0,000	keine Bügel	596

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
51	41,9	50,9	31 849	3,4	12	Bügel Voute	546,8	631,0	186 100
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

Prüfdatum: 02.06.2015

### Last-Verformungs-Kurve

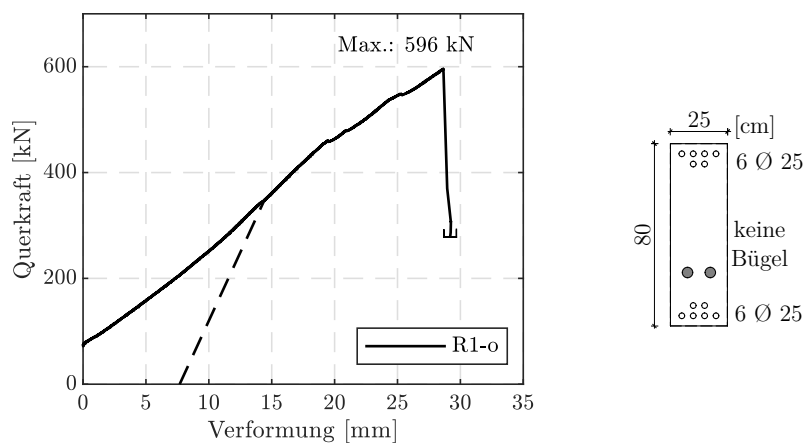


Abbildung A.2: Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R1-o (keine Bügelbewehrung)

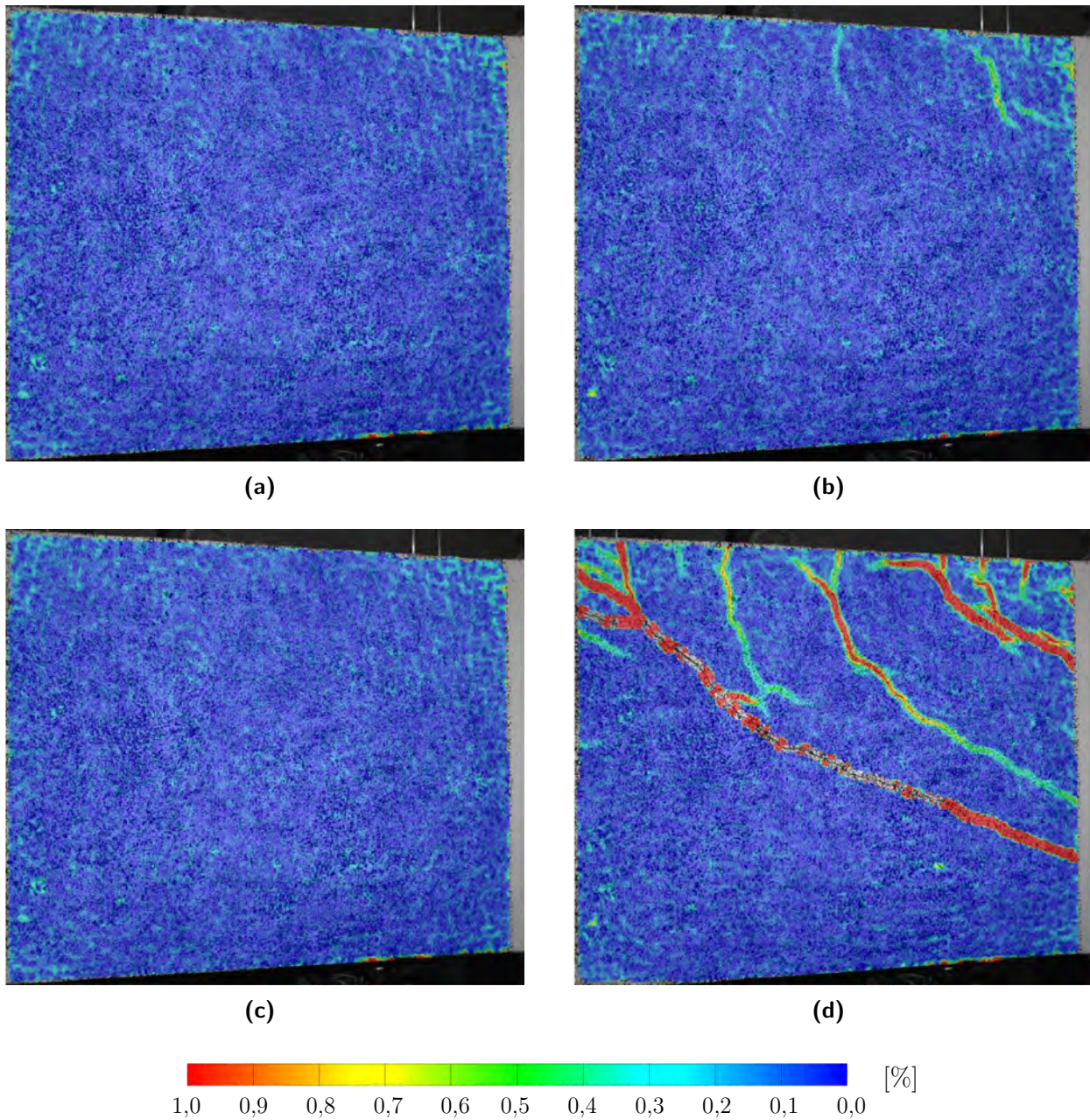
### Rissbilder

Nicht vorhanden.

### Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS)

Nicht vorhanden, da keine Bügelbewehrung!

### Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.3:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

(a) Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 149 \text{ kN}$

(b) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 298 \text{ kN}$

(c) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 447 \text{ kN}$

(d) Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 596 \text{ kN}$



## A.3 Versuch R2

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [‰]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R2-gB	Rechteck	0,800	3,504	0,250	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, geschlossen	711

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
51	47,0	52,7	33 777	3,8	6	Bügel	588,2	680,2	187 900
					12	Bügel	528,2	621,0	185 200
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

Prüfdatum: 22.06.2015

### Last-Verformungs-Kurve

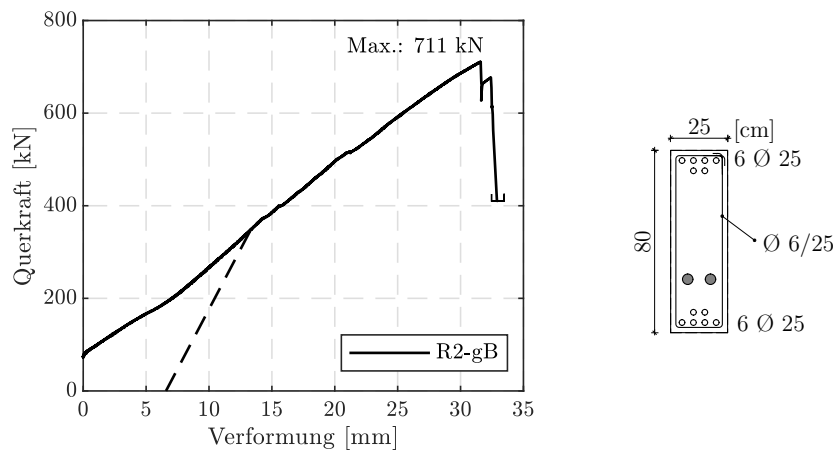
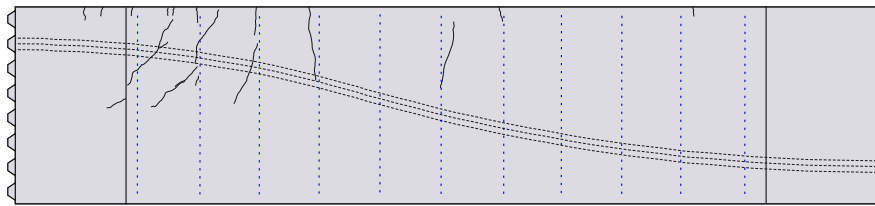
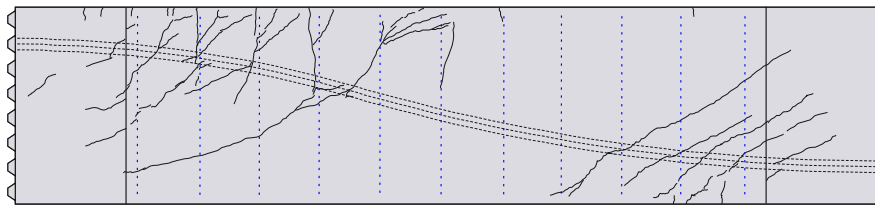


Abbildung A.4: Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R2-gB (geschlossene Bügelbewehrung)

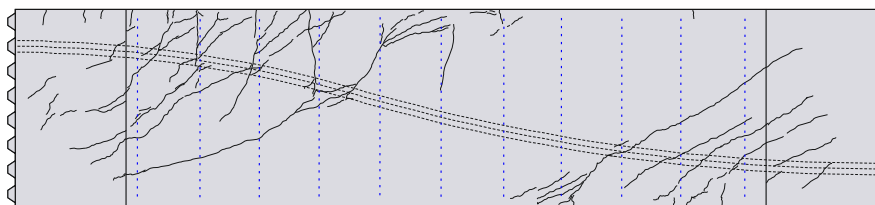
## Rissbilder



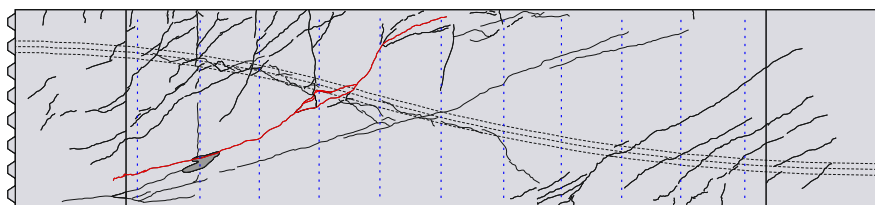
(a)



(b)



(c)



(d)

**Abbildung A.5:** Rissbilder, Versuch R2-gB

(a) Rissbild für Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 356 \text{ kN}$

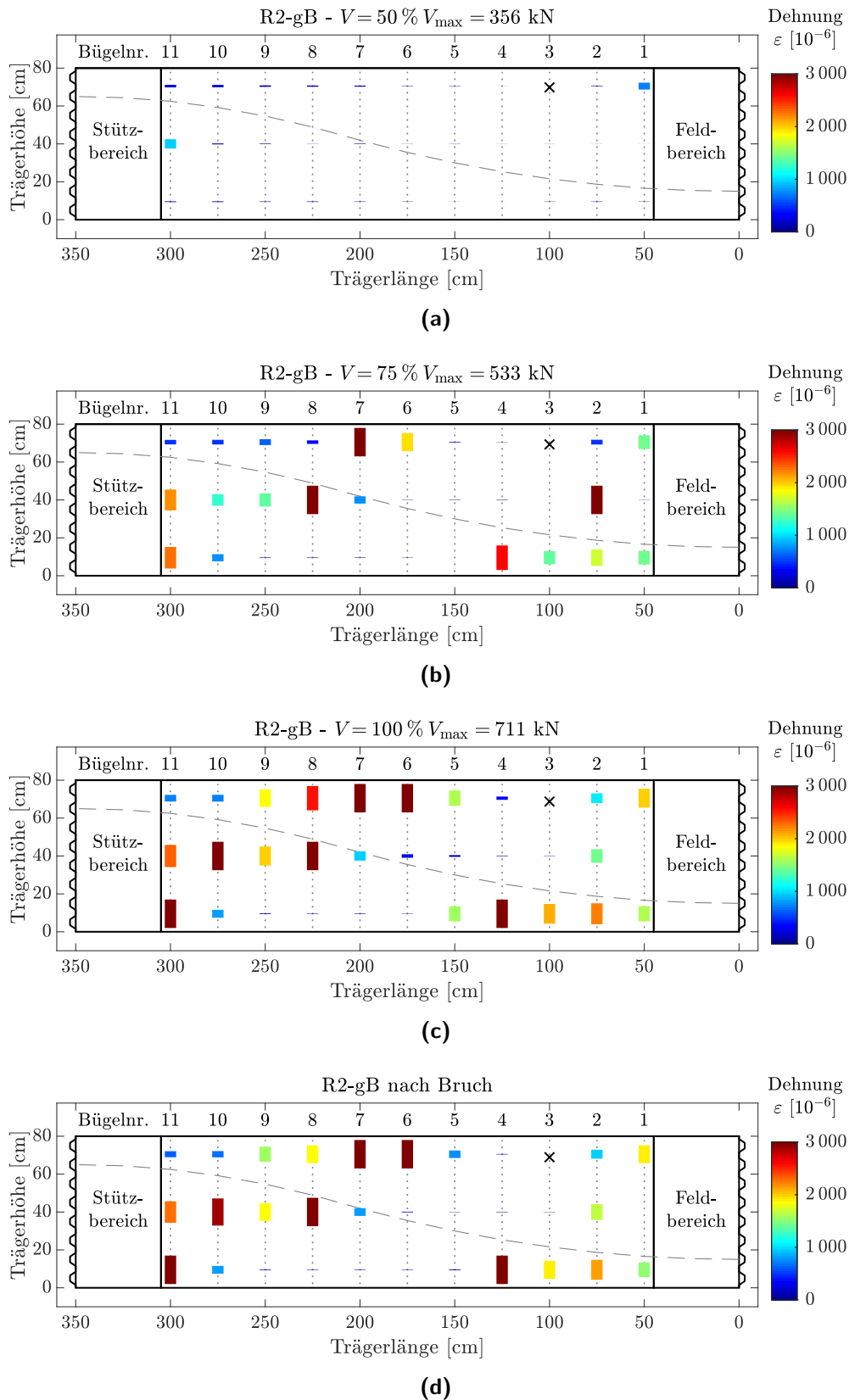
(b) Rissbild für Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 533 \text{ kN}$

(c) Rissbild für Laststufe 91 % ·  $V_{\max} = 647 \text{ kN}$

(d) Rissbild nach Bruch

**Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS):** Siehe folgende Seite.

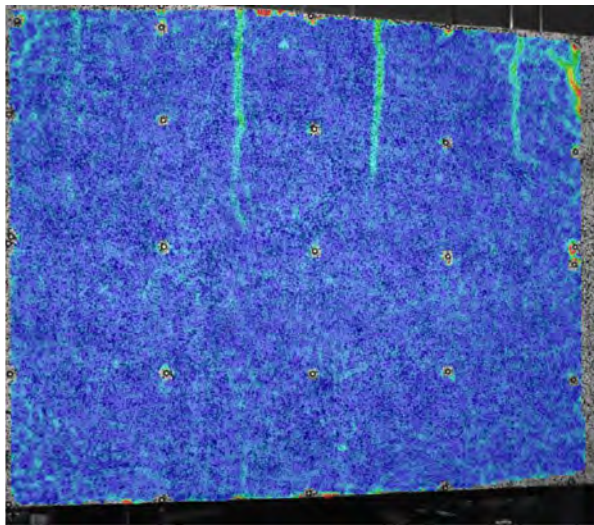
Ausgefallene DMS mit Kreuz als Symbol gekennzeichnet.



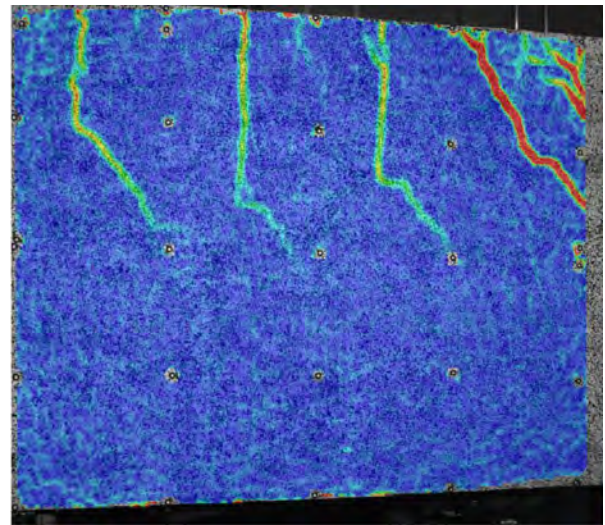
**Abbildung A.6:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R2-gB) mit DMS; DMS-Anordnung mittig sowie mit jeweils 7 cm Abstand vom Bauteilrand.

- (a) Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 356 \text{ kN}$
- (b) Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 533 \text{ kN}$
- (c) Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 711 \text{ kN}$
- (d) Dehnungen nach Bruch

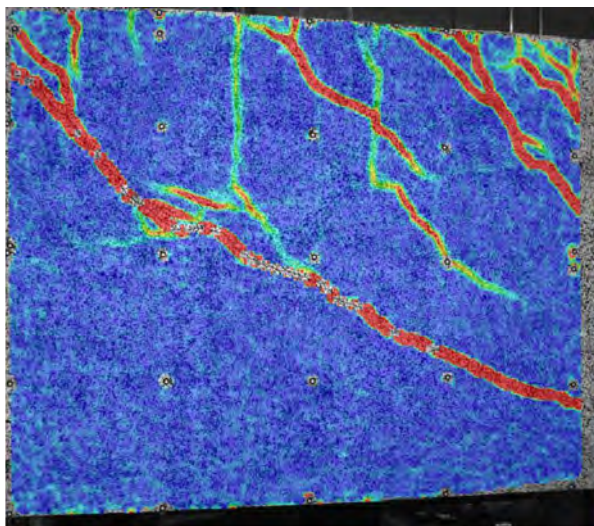
## Auswertungen des optischen Messsystems



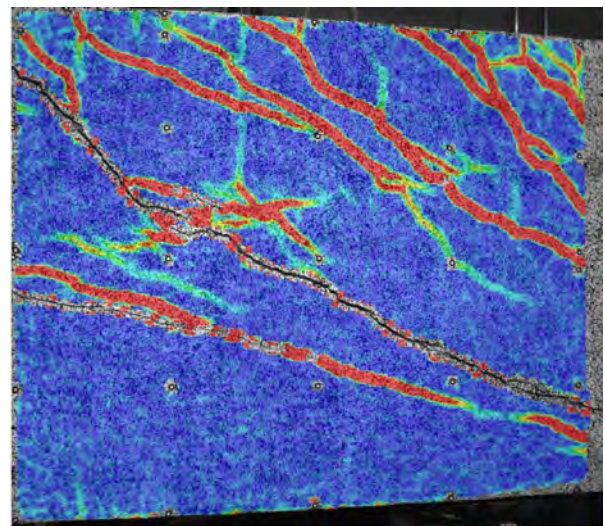
(a)



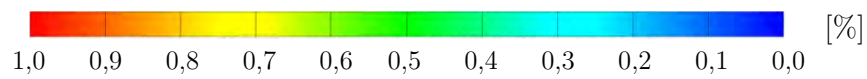
(b)



(c)



(d)



**Abbildung A.7:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

(a) Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 178 \text{ kN}$

(b) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 356 \text{ kN}$

(c) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 533 \text{ kN}$

(d) Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 711 \text{ kN}$

## A.4 Versuch R3

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [‰]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R3-gB	Rechteck	0,802	3,507	0,250	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, geschlossen	713

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
88	48,1	56,1	34 037	4,1	6	Bügel	583,5	697,0	186 300
					12	Bügel	531,8	619,9	181 600
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

Prüfdatum: 05.07.2015

### Last-Verformungs-Kurve

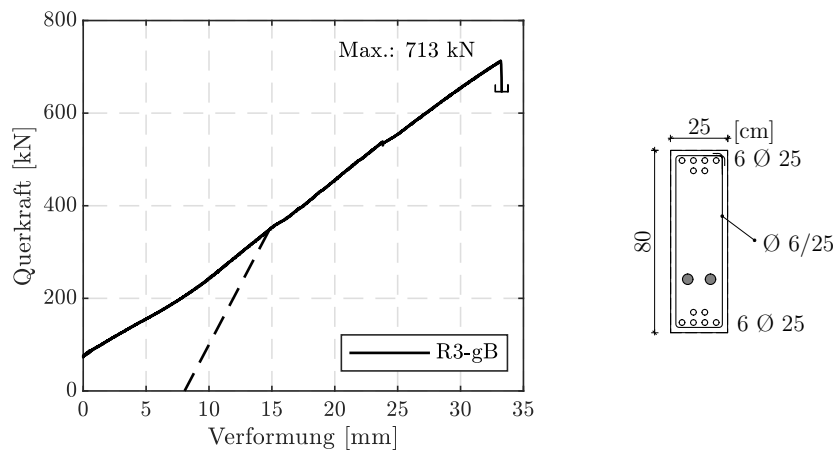
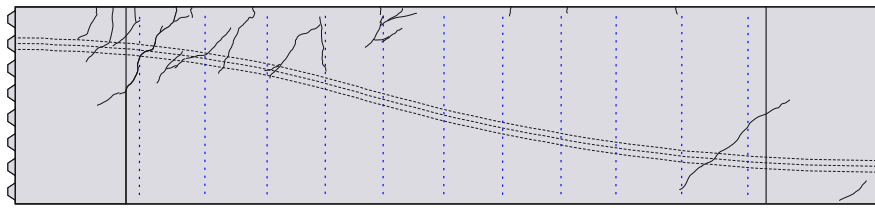
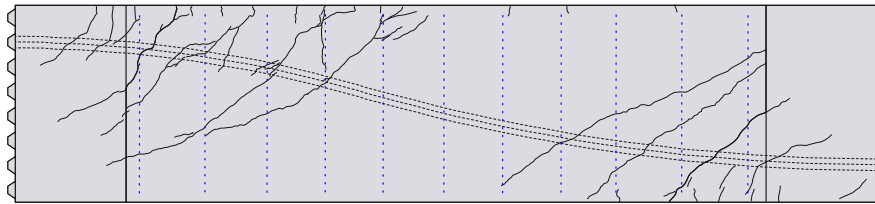


Abbildung A.8: Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R3-gB (geschlossene Bügelbewehrung)

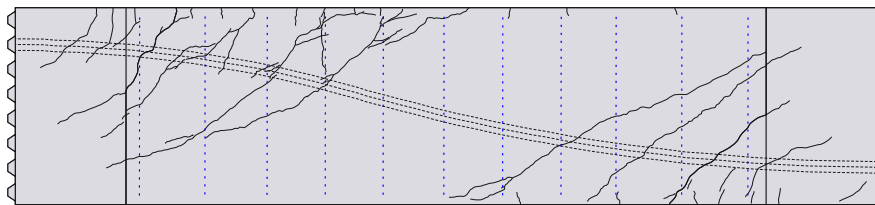
## Rissbilder



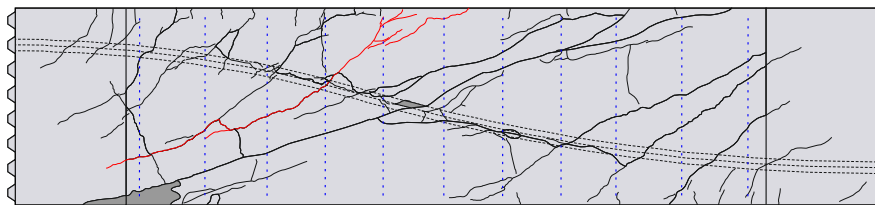
(a)



(b)



(c)



(d)

**Abbildung A.9:** Rissbilder, Versuch R3-gB

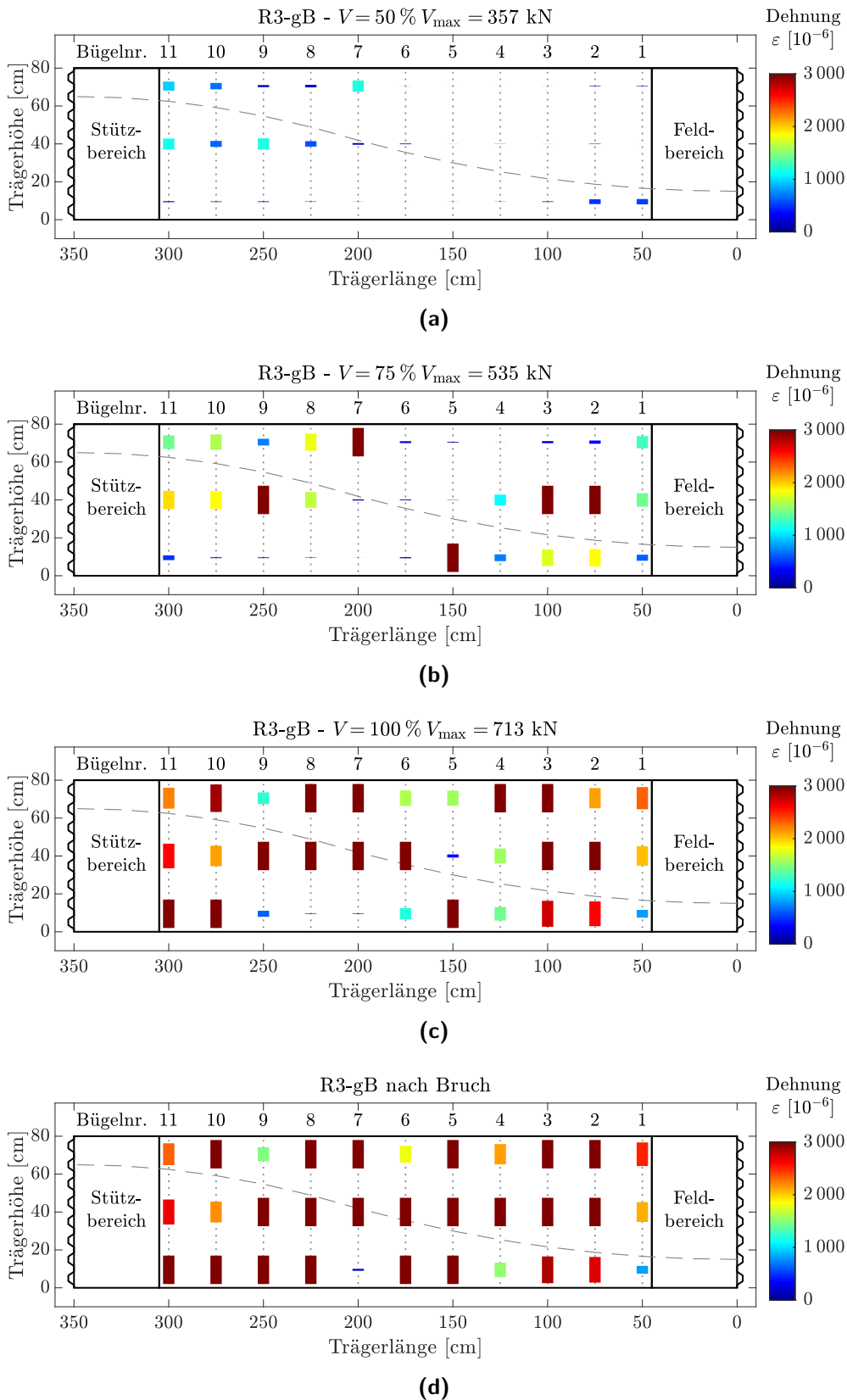
(a) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 357 \text{ kN}$

(b) Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 535 \text{ kN}$

(c) Laststufe 88 % ·  $V_{\max} = 627 \text{ kN}$

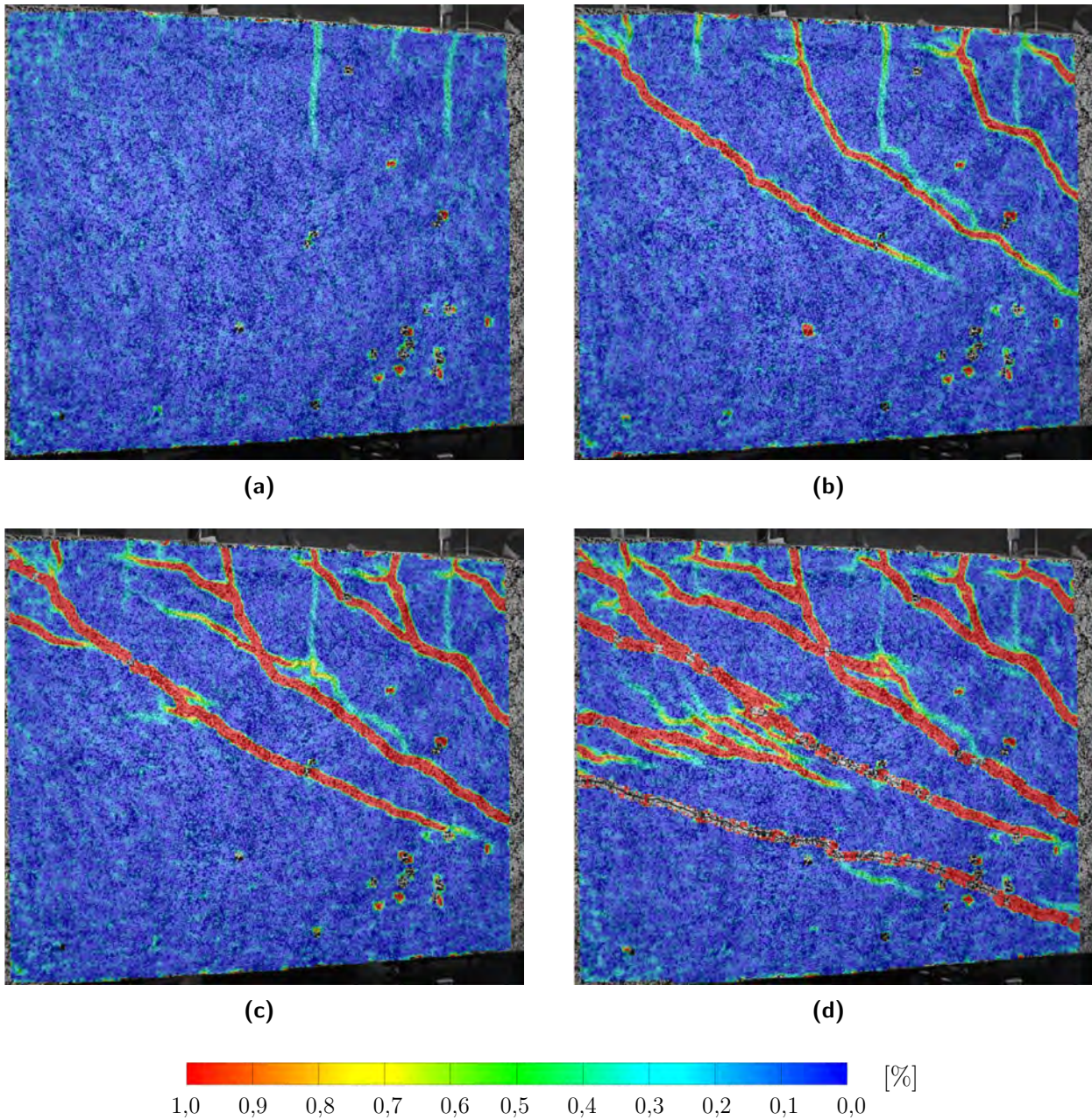
(d) Rissbild nach Bruch

Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS): Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.10:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R3-gB) mit DMS; DMS-Anordnung mittig sowie mit jeweils 7 cm Abstand vom Bauteilrand.  
**(a)** Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 357 \text{ kN}$   
**(b)** Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 535 \text{ kN}$   
**(c)** Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 713 \text{ kN}$   
**(d)** Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.11:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

(a) Laststufe 25 % ·  $V_{\max}$  = 178 kN

(b) Laststufe 50 % ·  $V_{\max}$  = 357 kN

(c) Laststufe 75 % ·  $V_{\max}$  = 535 kN

(d) Laststufe 100 % ·  $V_{\max}$  = 713 kN



## A.5 Versuch R4

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R4-ooB	Rechteck	0,802	3,509	0,250	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, oben offen, gerade Stabenden	659

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

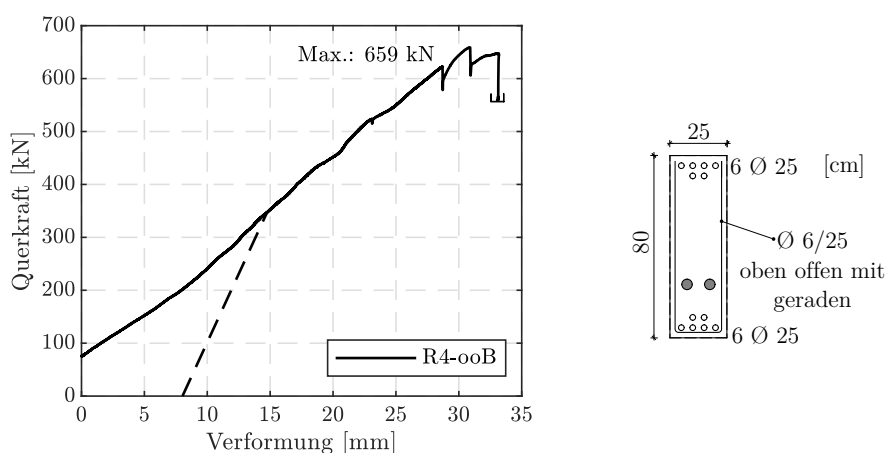
Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
27	37,6	51,6	33 130	3,3	6	Bügel	583,5	697,0	186 300
					12	Bügel	531,8	619,9	181 600
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

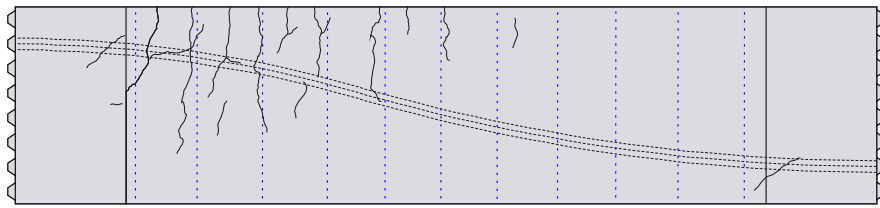
Prüfdatum: 18.07.2015

### Last-Verformungs-Kurve

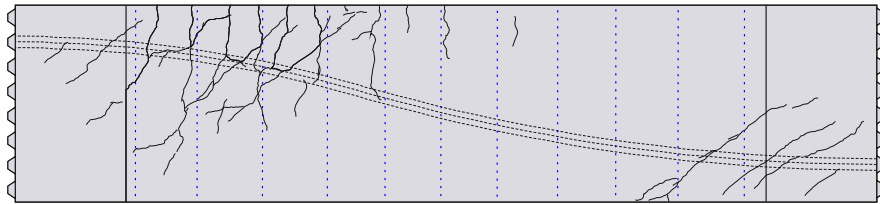


**Abbildung A.12:** Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R4-ooB (oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden)

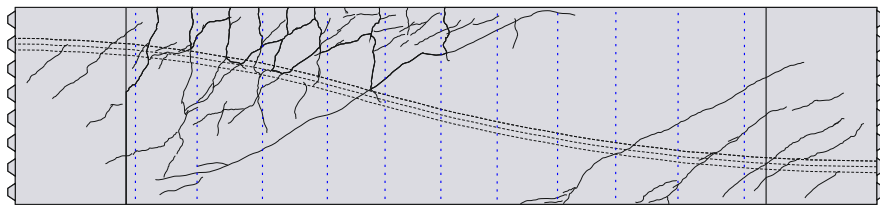
## Rissbilder



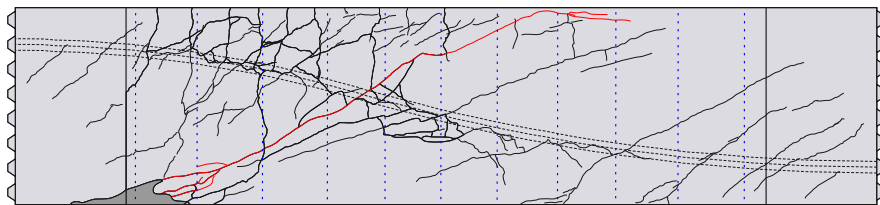
(a)



(b)



(c)



(d)

**Abbildung A.13:** Rissbilder, Versuch R4-ooB

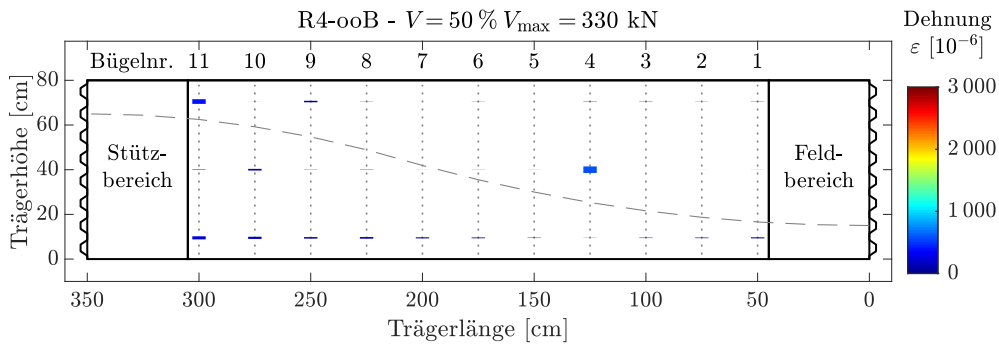
(a) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 330 \text{ kN}$

(b) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 494 \text{ kN}$

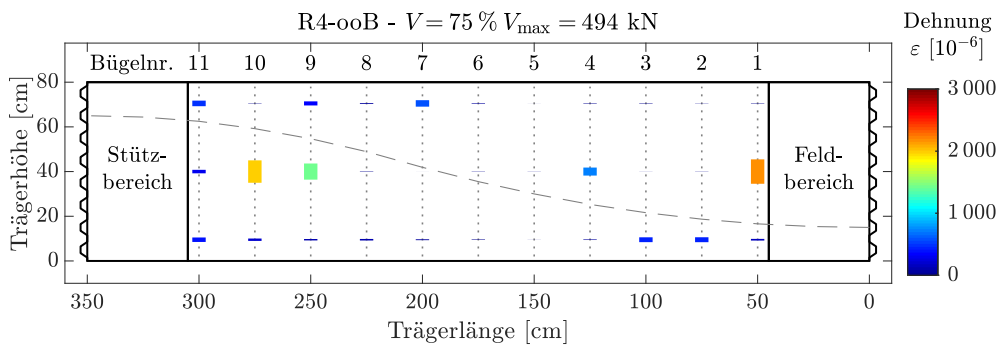
(c) Laststufe  $94\% \cdot V_{\max} = 619 \text{ kN}$

(d) Rissbild nach Bruch

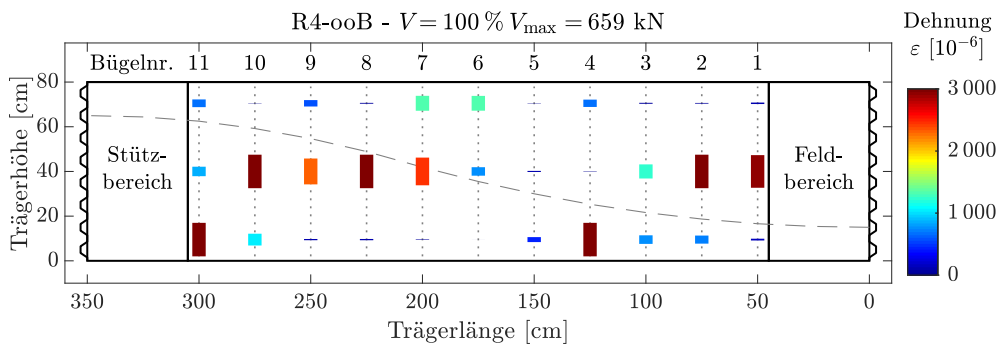
Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS): Siehe folgende Seite.



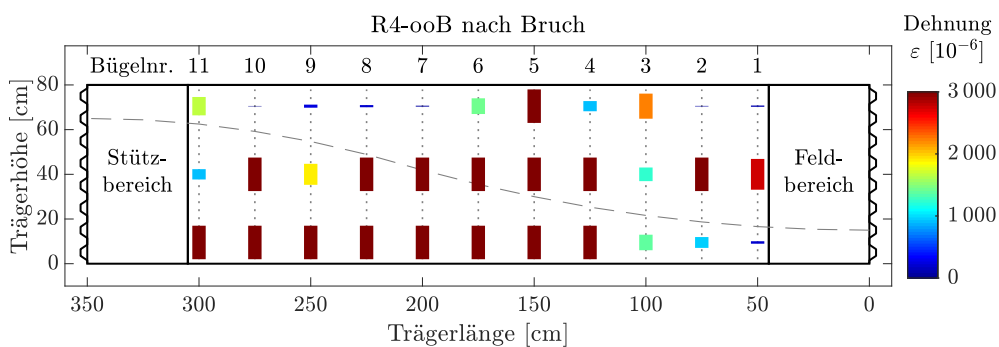
(a)



(b)



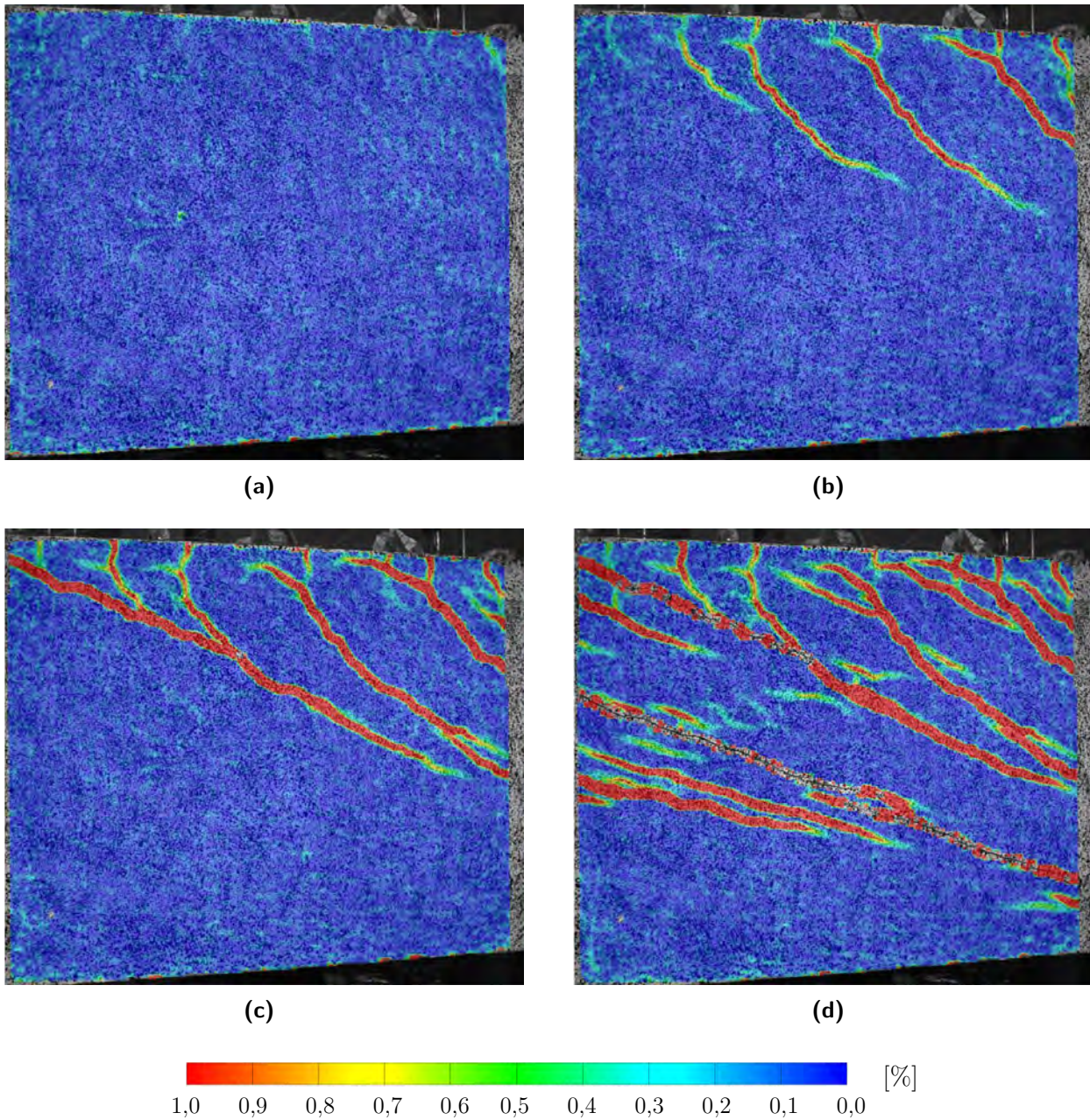
(c)



(d)

**Abbildung A.14:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R4-ooB) mit DMS; DMS-Anordnung mittig sowie mit jeweils 7 cm Abstand vom Bauteilrand.  
**(a)** Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 330 \text{ kN}$   
**(b)** Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 494 \text{ kN}$   
**(c)** Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 659 \text{ kN}$   
**(d)** Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.15:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

**(a)** Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 165 \text{ kN}$

**(b)** Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 330 \text{ kN}$

**(c)** Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 494 \text{ kN}$

**(d)** Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 659 \text{ kN}$

## A.6 Versuch R5

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R5-ooB	Rechteck	0,802	3,508	0,250	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, oben offen, gerade Stabenden	583

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

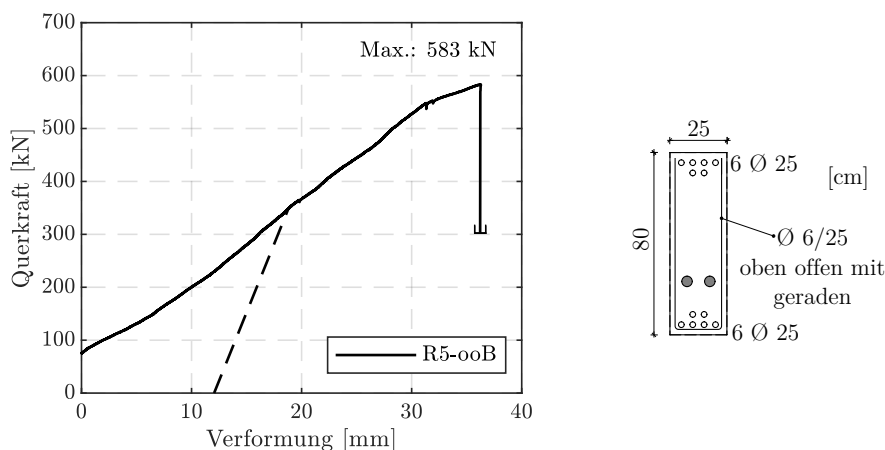
Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
27	45,6	51,1	33 988	3,3	6	Bügel	583,5	697,0	186 300
					12	Bügel	531,8	619,9	181 600
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

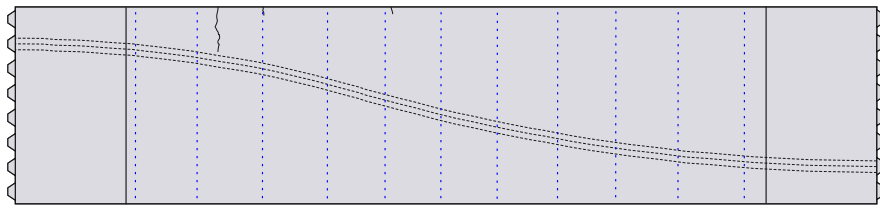
Prüfdatum: 24.07.2015

### Last-Verformungs-Kurve

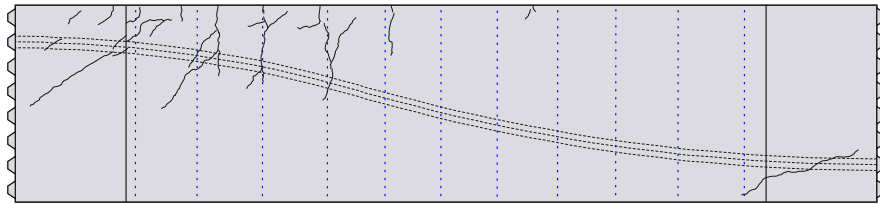


**Abbildung A.16:** Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R5-ooB (oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden)

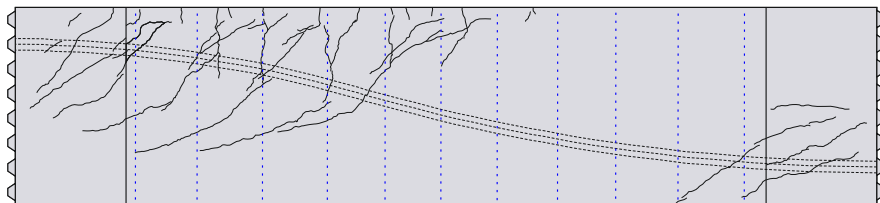
## Rissbilder



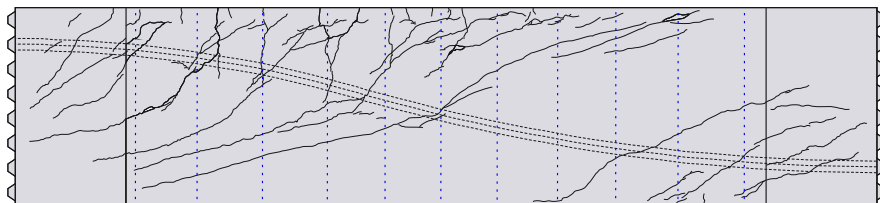
(a)



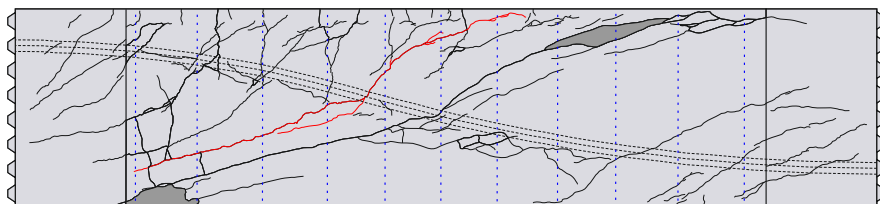
(b)



(c)



(d)

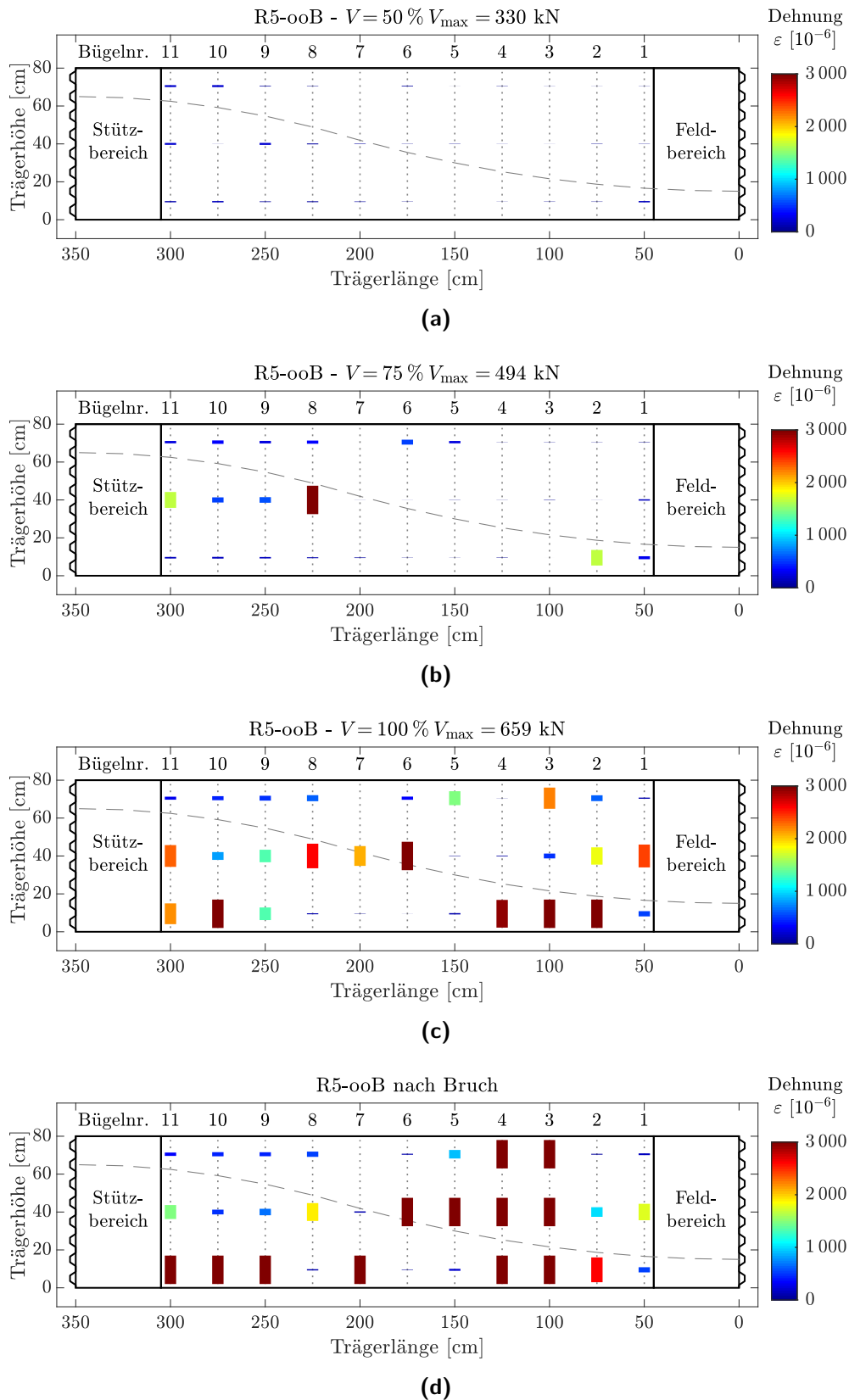


(e)

**Abbildung A.17:** Rissbilder, Versuch R5-ooB(a) Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 146 \text{ kN}$ (b) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 292 \text{ kN}$ (c) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 437 \text{ kN}$ (d) Laststufe  $99\% \cdot V_{\max} = 577 \text{ kN}$ 

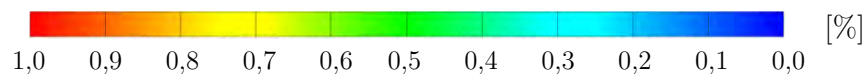
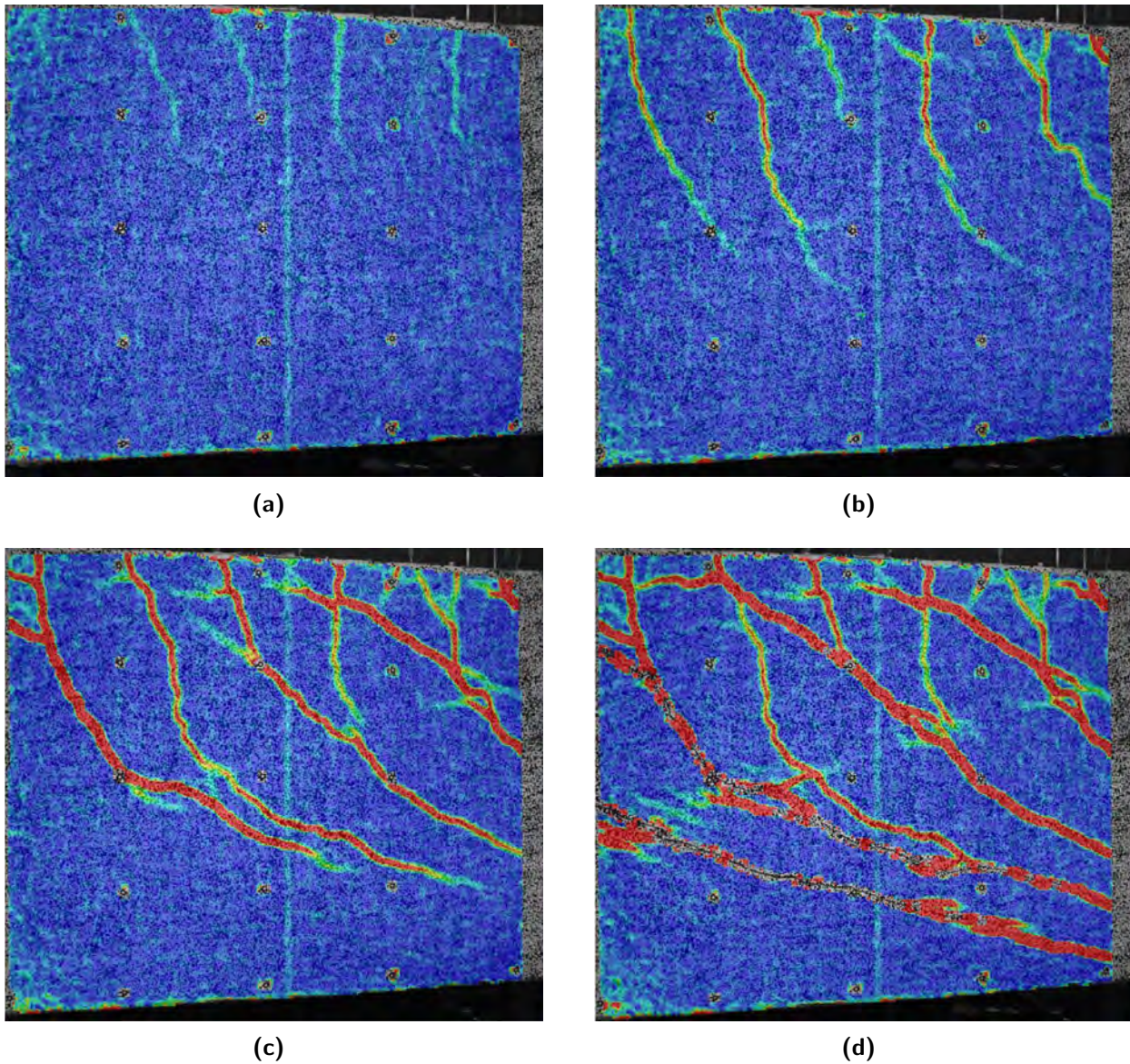
(e) Rissbild nach Bruch

**Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS):** Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.18:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R5-ooB) mit DMS; DMS-Anordnung mittig sowie mit jeweils 7 cm Abstand vom Bauteilrand.  
**(a)** Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 330 \text{ kN}$   
**(b)** Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 494 \text{ kN}$   
**(c)** Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 659 \text{ kN}$   
**(d)** Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.19:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

**(a)** Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 146 \text{ kN}$

**(b)** Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 292 \text{ kN}$

**(c)** Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 437 \text{ kN}$

**(d)** Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 583 \text{ kN}$



## A.7 Versuch R6

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R6-gBS	Rechteck	0,805	3,506	0,250	0,905*	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, geschlossen & Stecker $\varnothing 6/25$ cm im Stützbereich	704

\* ohne Berücksichtigung der Stecker  $\varnothing 6/25$  cm ( $\rho_w = 0,905\%$ ) über die halbe Querschnittshöhe im Stützbereich

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

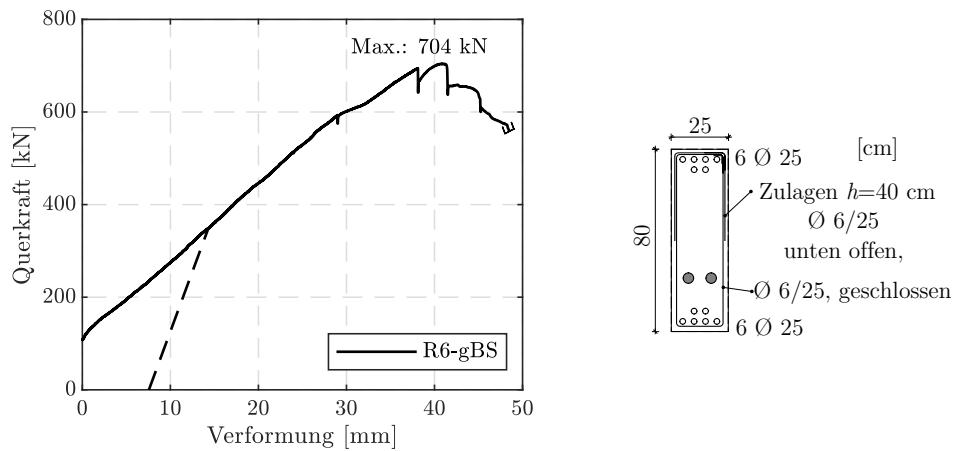
Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
33	40,8	49,5	34 037	3,3	6	Bügel	583,5	697,0	186 300
					12	Bügel	531,8	619,9	181 600
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

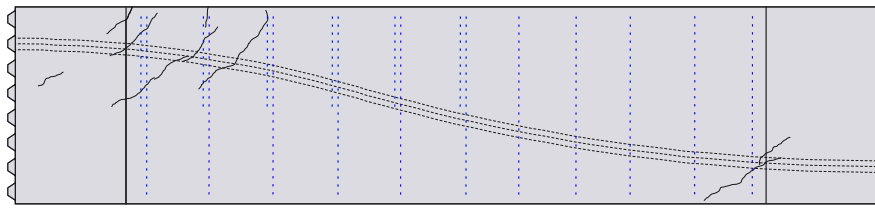
Prüfdatum: 04.08.2015

### Last-Verformungs-Kurve

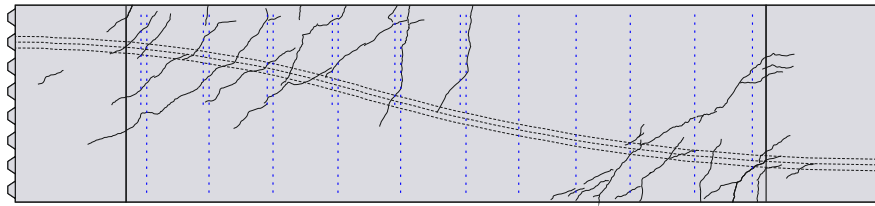


**Abbildung A.20:** Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R6-gBS (geschlossene Bügelbewehrung und unten offene Stecker mit geraden Stabenden im Stützbereich)

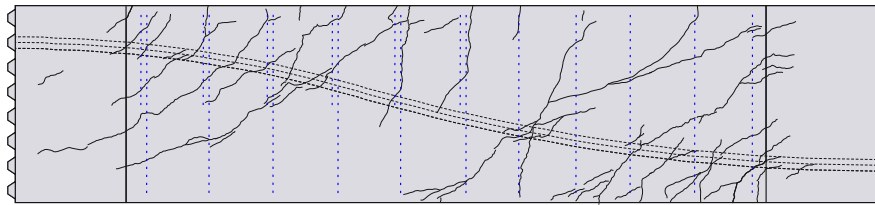
## Rissbilder



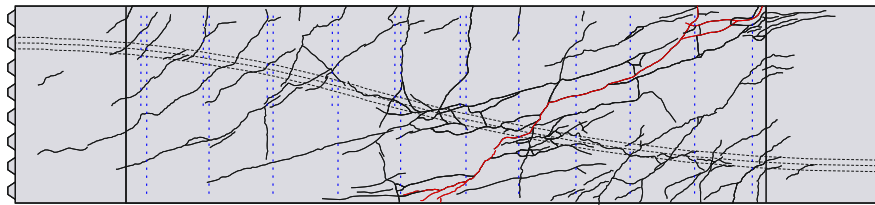
(a)



(b)



(c)



(d)

**Abbildung A.21:** Rissbilder, Versuch R6-gBS

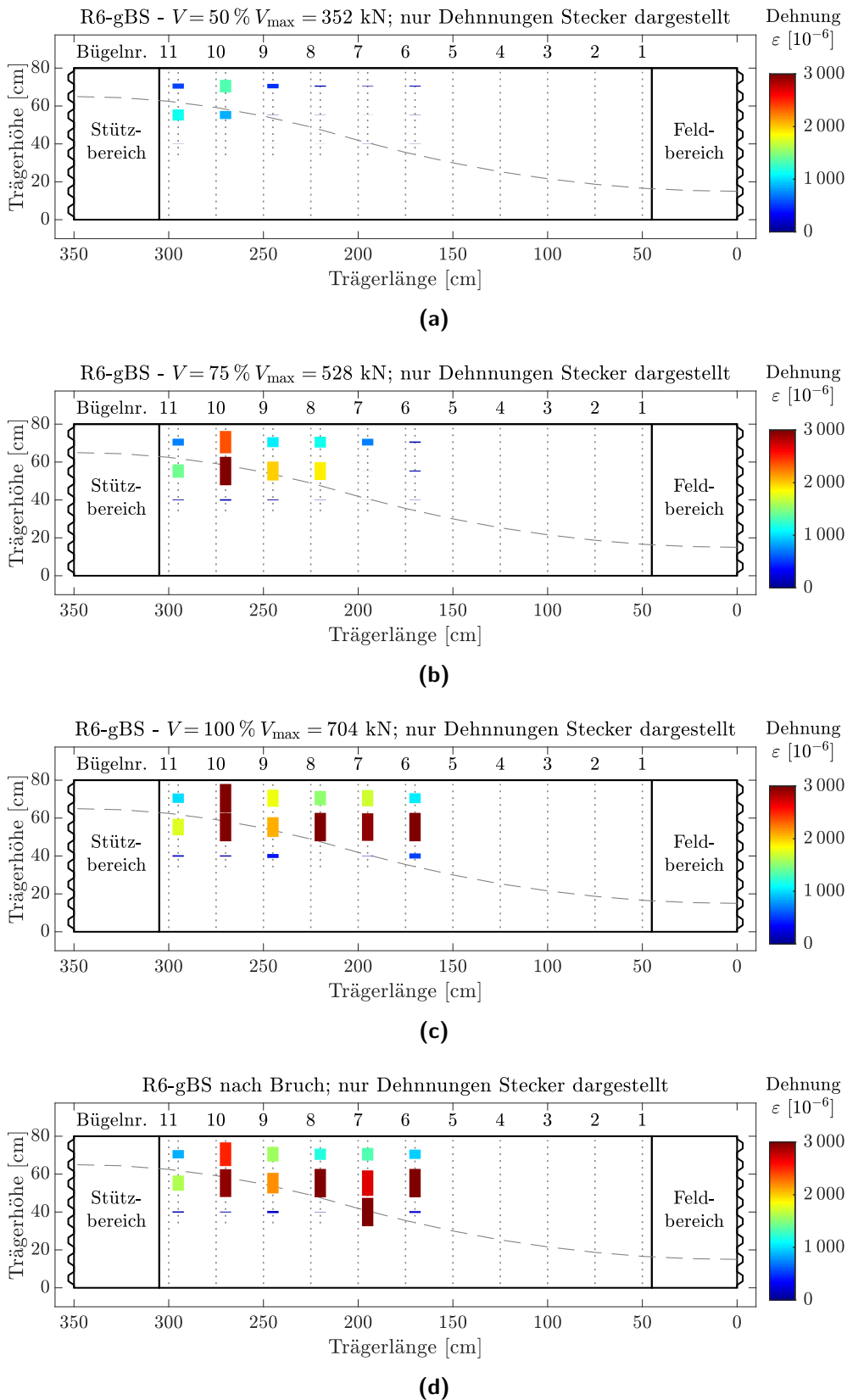
(a) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 352 \text{ kN}$

(b) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 528 \text{ kN}$

(c) Laststufe  $92\% \cdot V_{\max} = 648 \text{ kN}$

(d) Rissbild nach Bruch

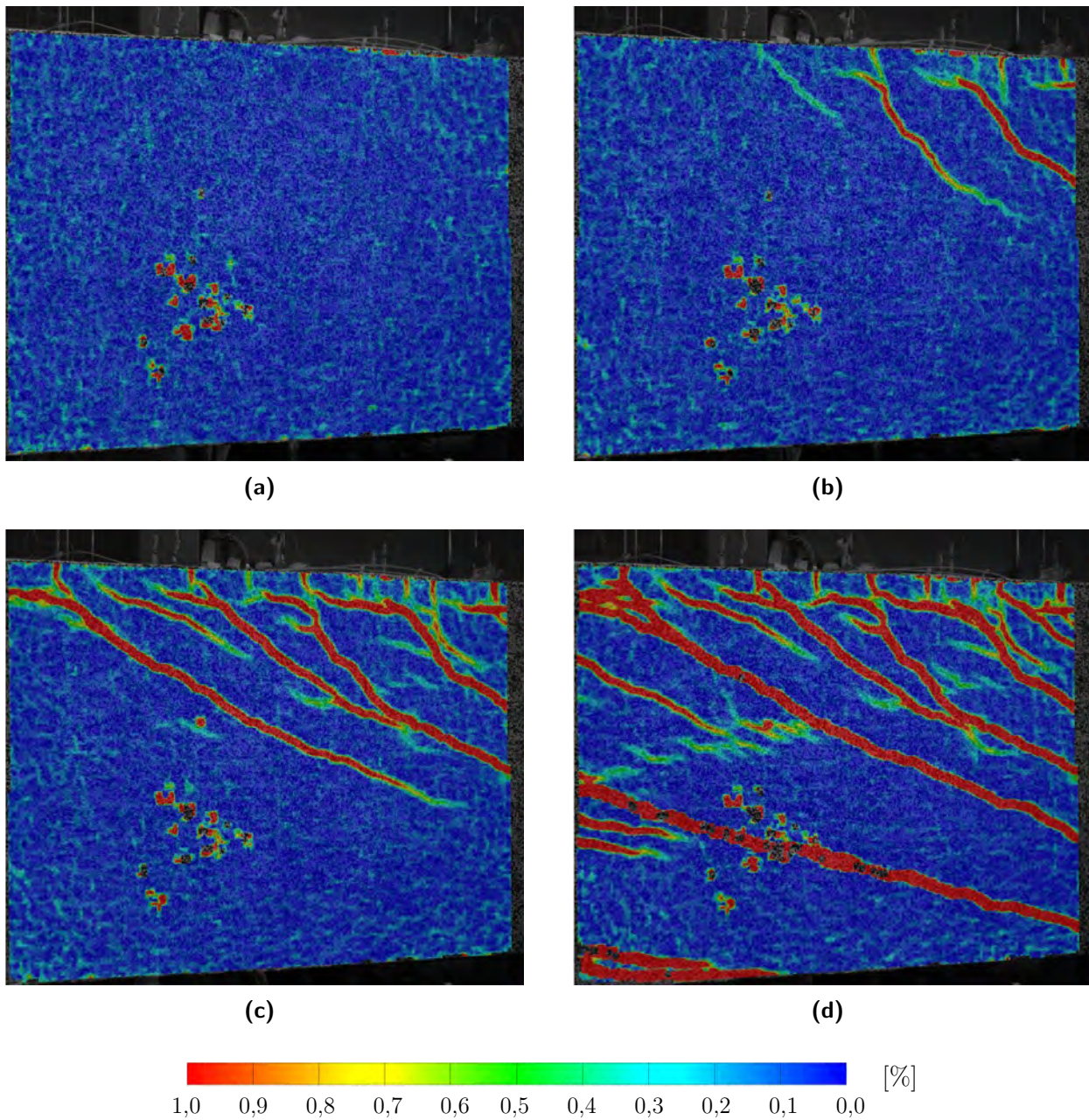
Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS): Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.22:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R6-gBS) mit DMS; DMS-Anordnung jeweils 7 cm Abstand vom Bauteilrand, mittig auf dem Bügel sowie 5 cm vom offenen Stabende.

- (a) Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 352 \text{ kN}$
- (b) Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 528 \text{ kN}$
- (c) Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 704 \text{ kN}$
- (d) Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.23:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

**(a)** Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 176 \text{ kN}$

**(b)** Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 352 \text{ kN}$

**(c)** Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 528 \text{ kN}$

**(d)** Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 704 \text{ kN}$

## A.8 Versuch R7

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [‰]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R7-gBS	Rechteck	0,800	3,504	0,247	0,905*	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, geschlossen & Stecker $\varnothing 6/25$ cm im Stützbereich	668

\* ohne Berücksichtigung der Stecker  $\varnothing 6/25$  cm ( $\rho_w = 0,905$ ‰) über die halbe Querschnittshöhe im Stützbereich

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

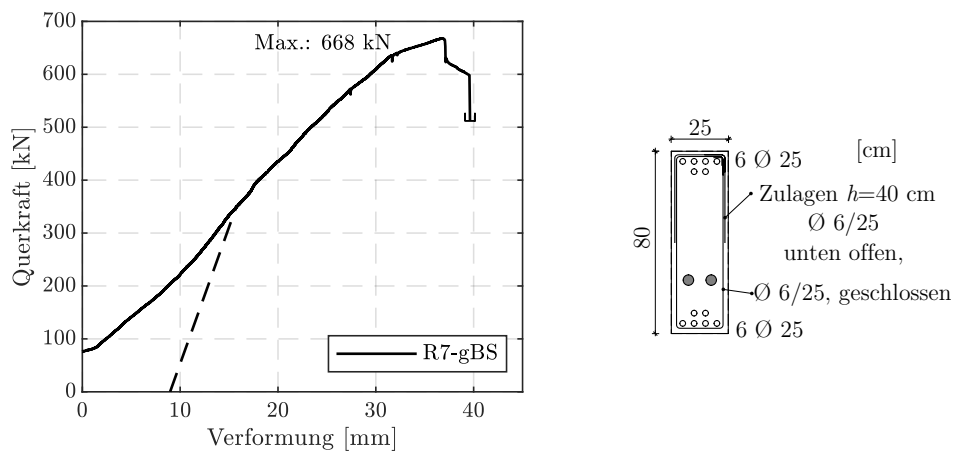
Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
30	38,8	51,3	32 864	2,8	6	Bügel	583,5	697,0	186 300
					12	Bügel	531,8	619,9	181 600
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

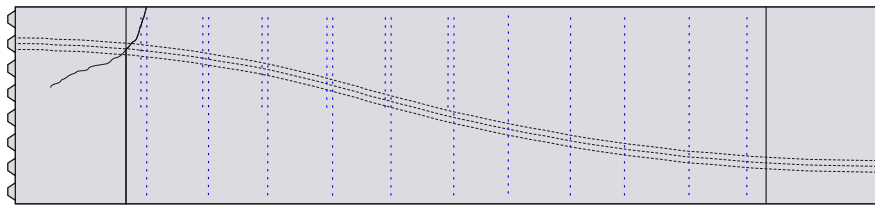
Prüfdatum: 11.08.2015

### Last-Verformungs-Kurve

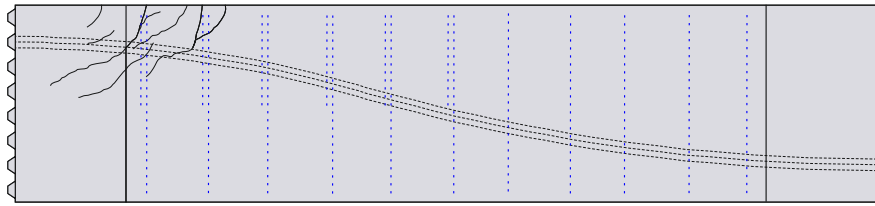


**Abbildung A.24:** Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R7-gBS (geschlossene Bügelbewehrung und unten offene Stecker mit geraden Stabenden im Stützbereich)

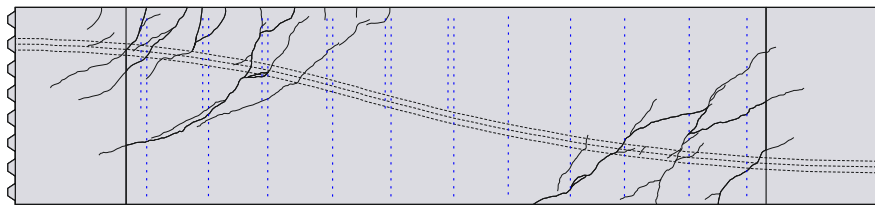
## Rissbilder



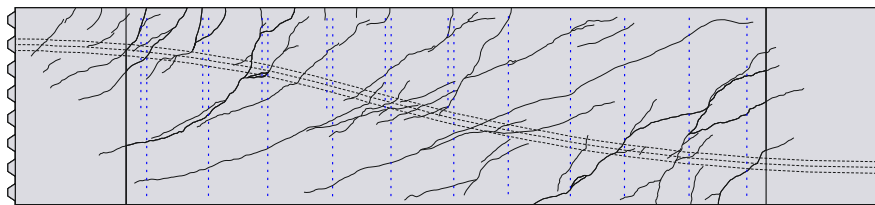
(a)



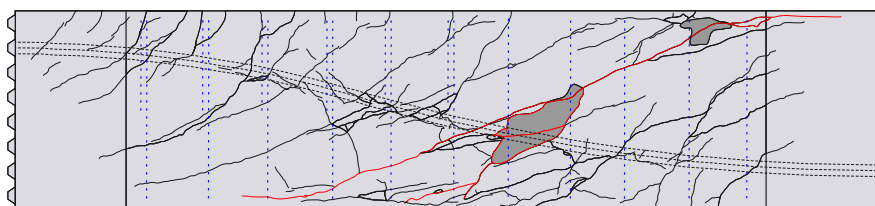
(b)



(c)



(d)

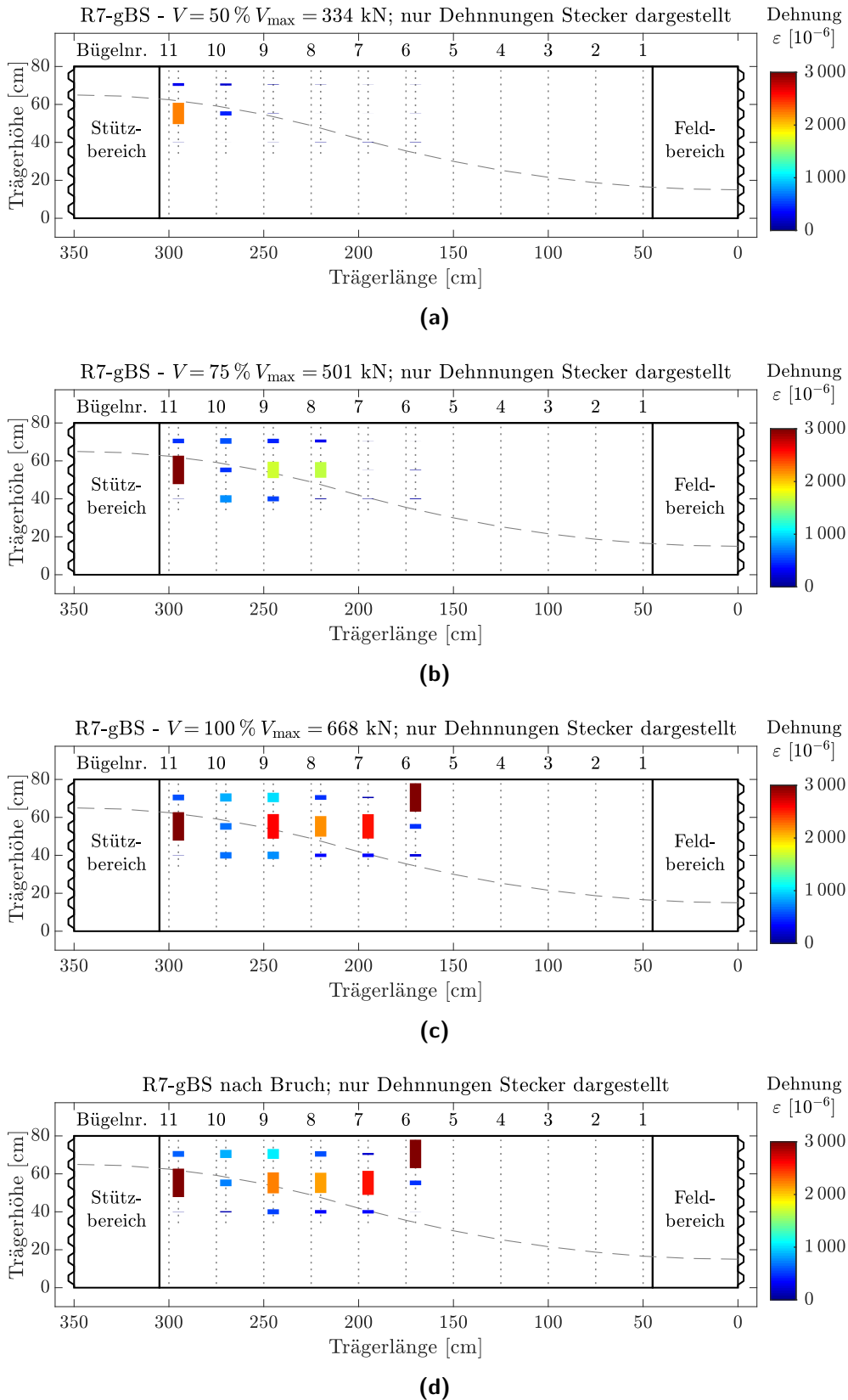


(e)

**Abbildung A.25:** Rissbilder, Versuch R7-gBS(a) Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 167 \text{ kN}$ (b) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 334 \text{ kN}$ (c) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 501 \text{ kN}$ (d) Laststufe  $95\% \cdot V_{\max} = 635 \text{ kN}$ 

(e) Rissbild nach Bruch

**Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS):** Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.26:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R7-gBS) mit DMS; DMS-Anordnung jeweils 7 cm Abstand vom Bauteilrand, mittig auf dem Bügel sowie 5 cm vom offenen Stabende.

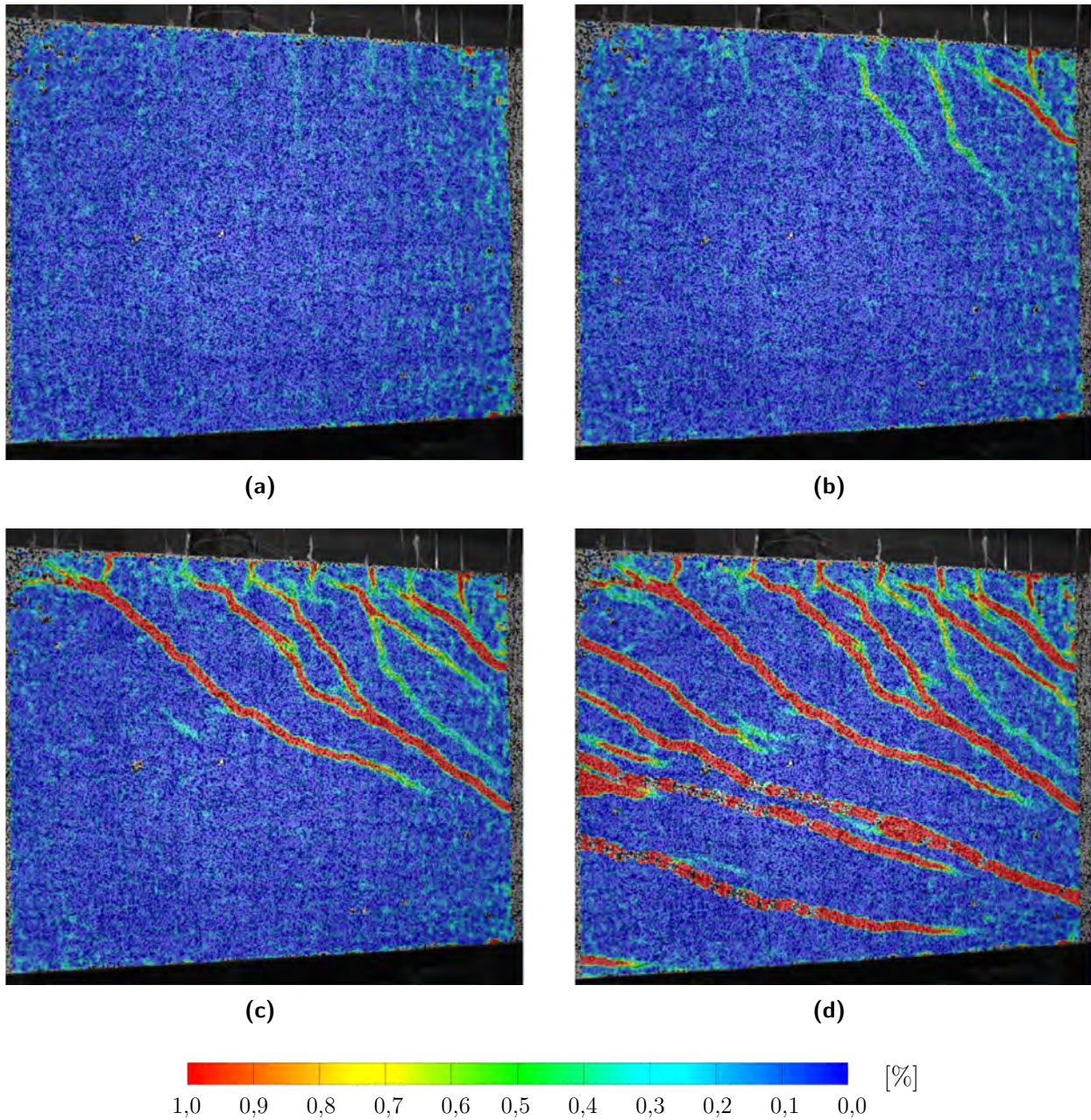
(a) Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 334 \text{ kN}$

(b) Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 501 \text{ kN}$

(c) Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 668 \text{ kN}$

(d) Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.27:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

**(a)** Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 167 \text{ kN}$

**(b)** Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 334 \text{ kN}$

**(c)** Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 501 \text{ kN}$

**(d)** Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 668 \text{ kN}$



## A.9 Versuch R8

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [‰]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R8-zB	Rechteck	0,804	3,511	0,252	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, zweiteilig, mit kurzer Übergreifungslänge	704

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

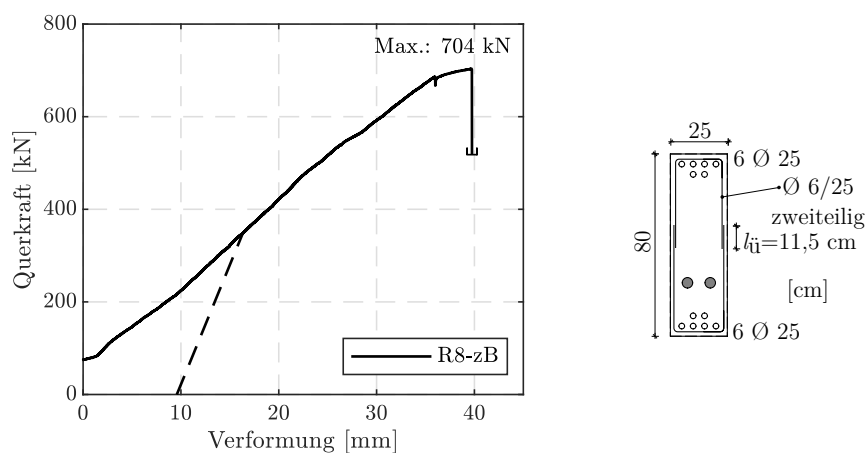
Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
27	44,4	49,6	33 137	3,4	6	Bügel	593,8	700,7	219 000
					12	Bügel	543,3	619,3	190 700
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

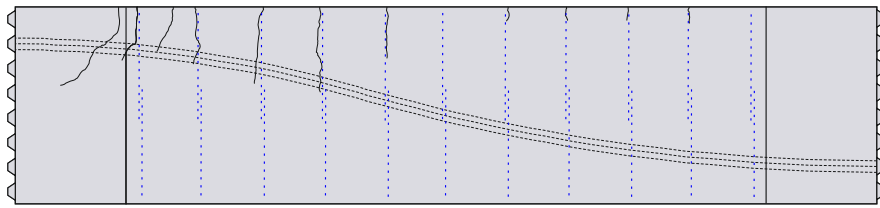
Prüfdatum: 24.08.2015

### Last-Verformungs-Kurve

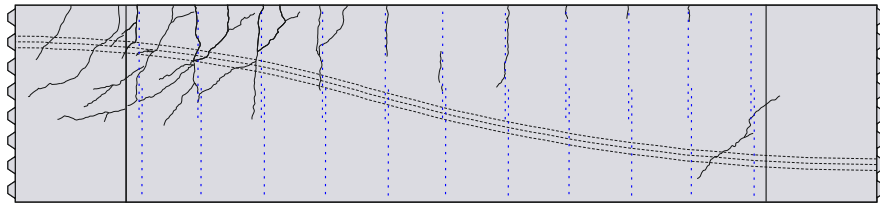


**Abbildung A.28:** Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R8-zB (zweiteilige Bügel mit kurzer Übergreifungslänge)

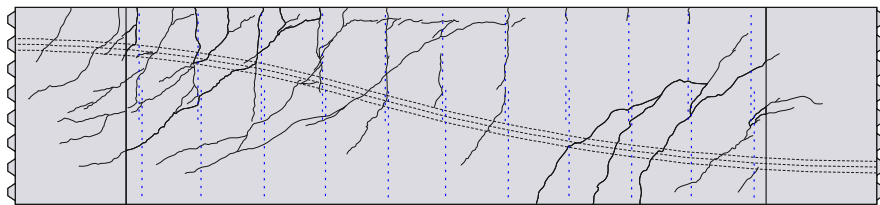
## Rissbilder



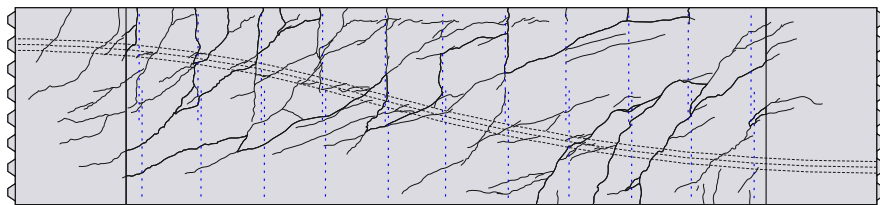
(a)



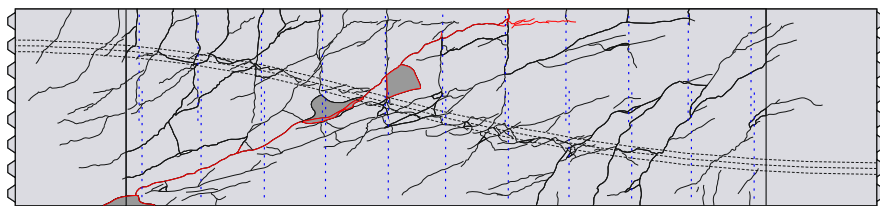
(b)



(c)



(d)

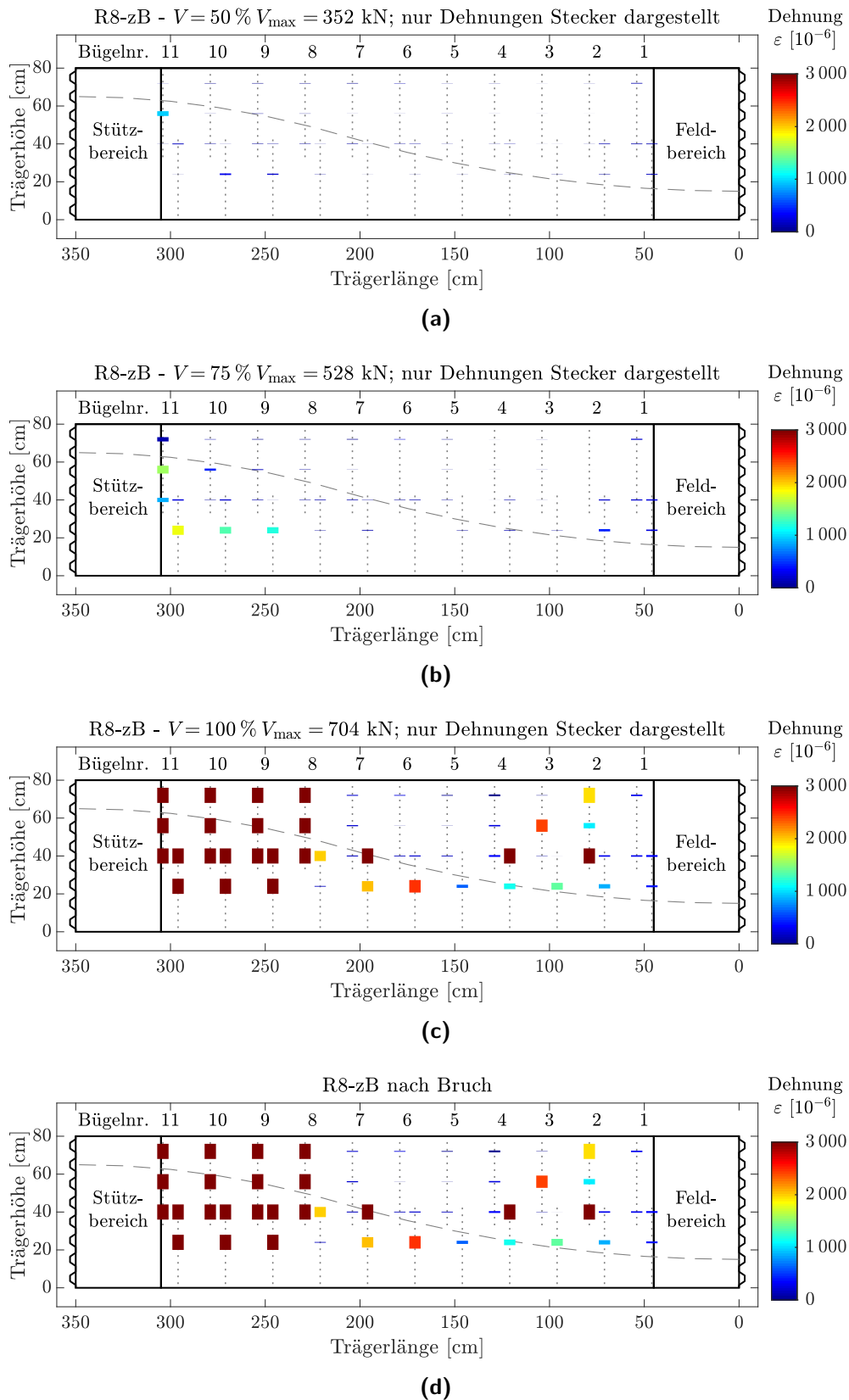


(e)

**Abbildung A.29:** Rissbilder, Versuch R8-zB(a) Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 176 \text{ kN}$ (b) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 352 \text{ kN}$ (c) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 528 \text{ kN}$ (d) Laststufe  $97\% \cdot V_{\max} = 683 \text{ kN}$ 

(e) Rissbild nach Bruch

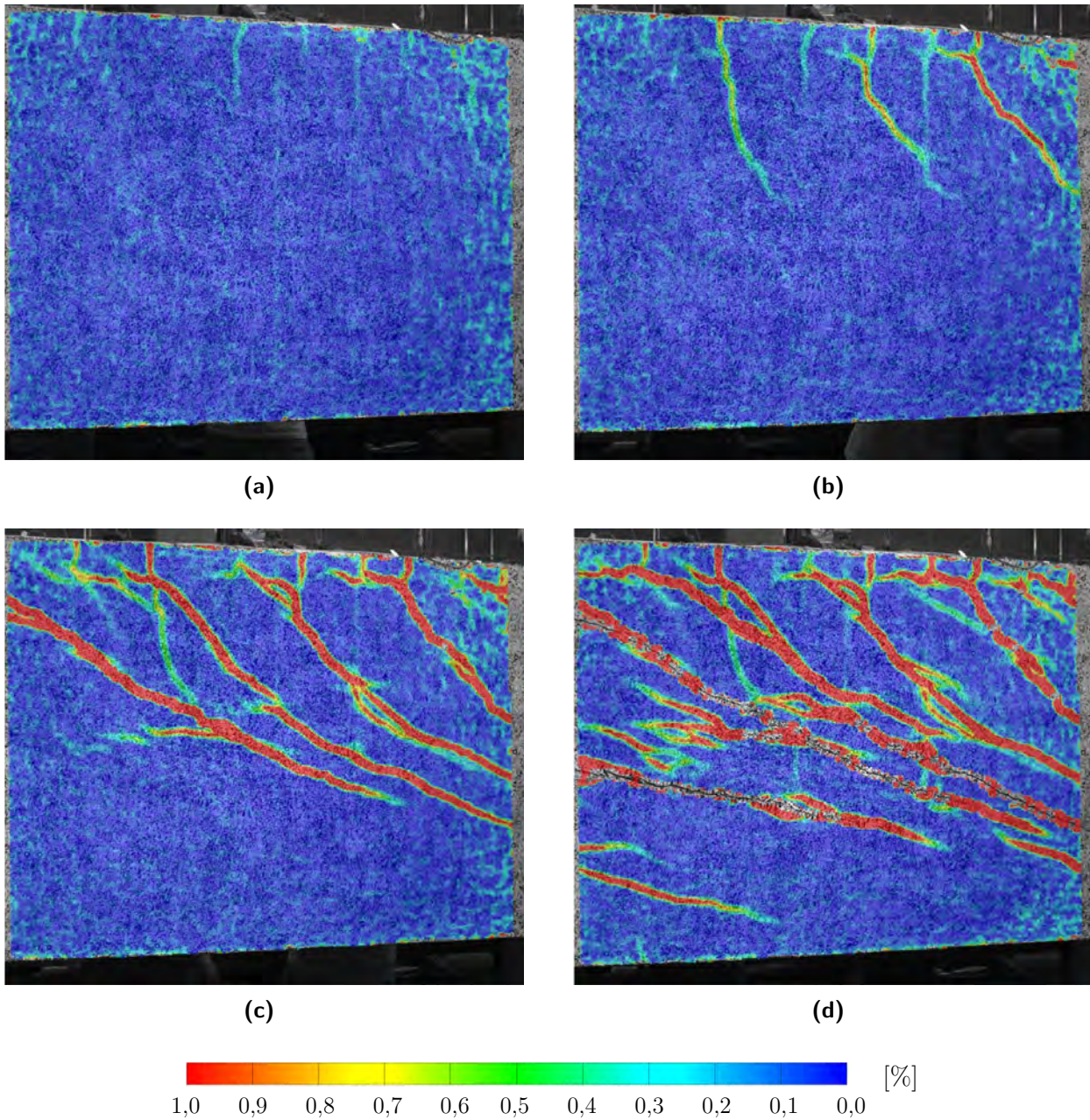
**Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS):** Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.30:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R8-zB) mit DMS; DMS-Anordnung jeweils 24 und 40 cm (unterer Bügelteil) sowie 40, 56 und 72 cm (oberer Bügelteil) Abstand von der Bauteilunterkante.

- (a) Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 352 \text{ kN}$
- (b) Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 528 \text{ kN}$
- (c) Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 704 \text{ kN}$
- (d) Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.31:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

**(a)** Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 176 \text{ kN}$

**(b)** Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 352 \text{ kN}$

**(c)** Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 528 \text{ kN}$

**(d)** Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 704 \text{ kN}$

## A.10 Versuch R9

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R9-zB	Rechteck	0,804	3,508	0,248	0,905	Bügel $\varnothing 6/25$ cm, zweiteilig, mit kurzer Übergreifungslänge	661

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

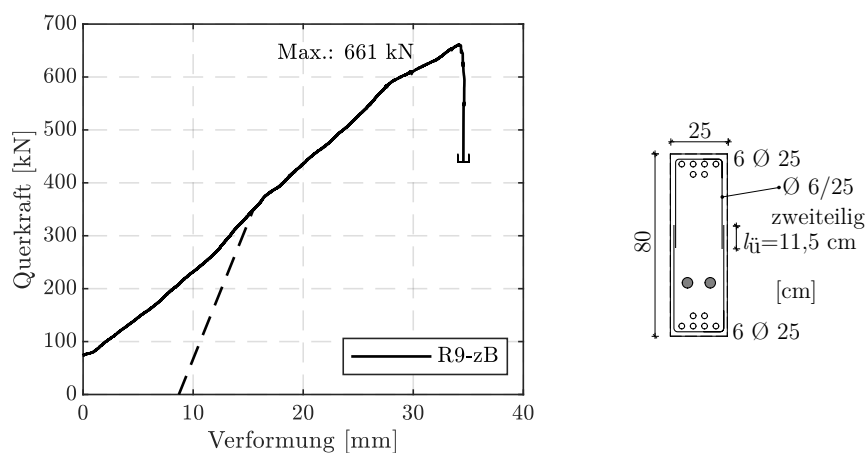
Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
39	38,7	53,0	33 847	3,4	6	Bügel	593,8	700,7	219 000
					12	Bügel	543,3	619,3	190 700
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

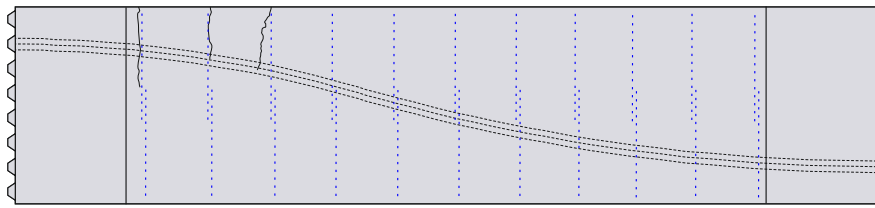
Prüfdatum: 01.09.2015

### Last-Verformungs-Kurve

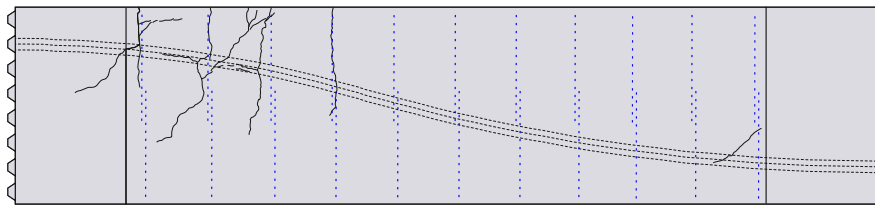


**Abbildung A.32:** Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R9-zB (zweiteilige Bügel mit kurzer Übergreifungslänge)

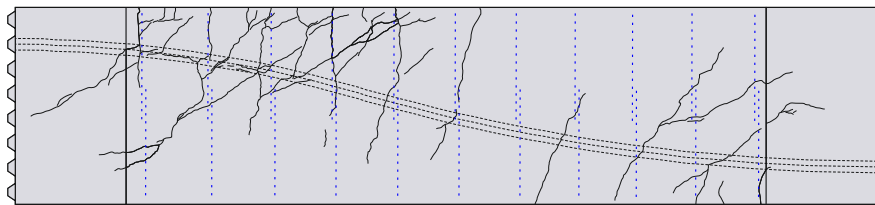
## Rissbilder



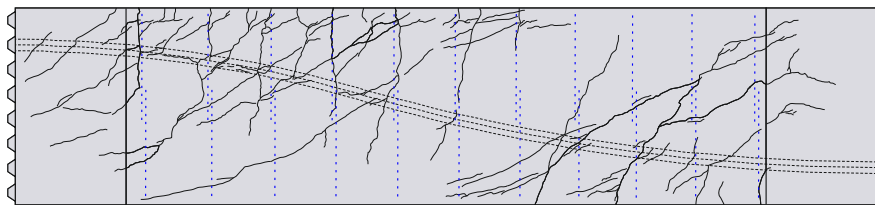
(a)



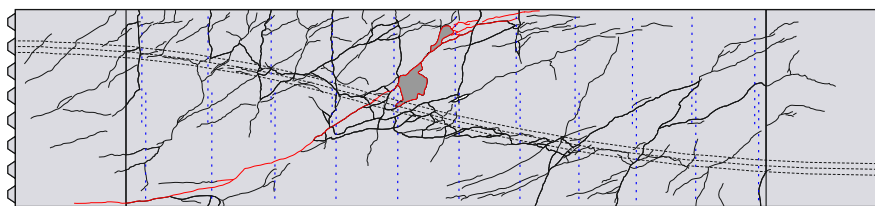
(b)



(c)



(d)

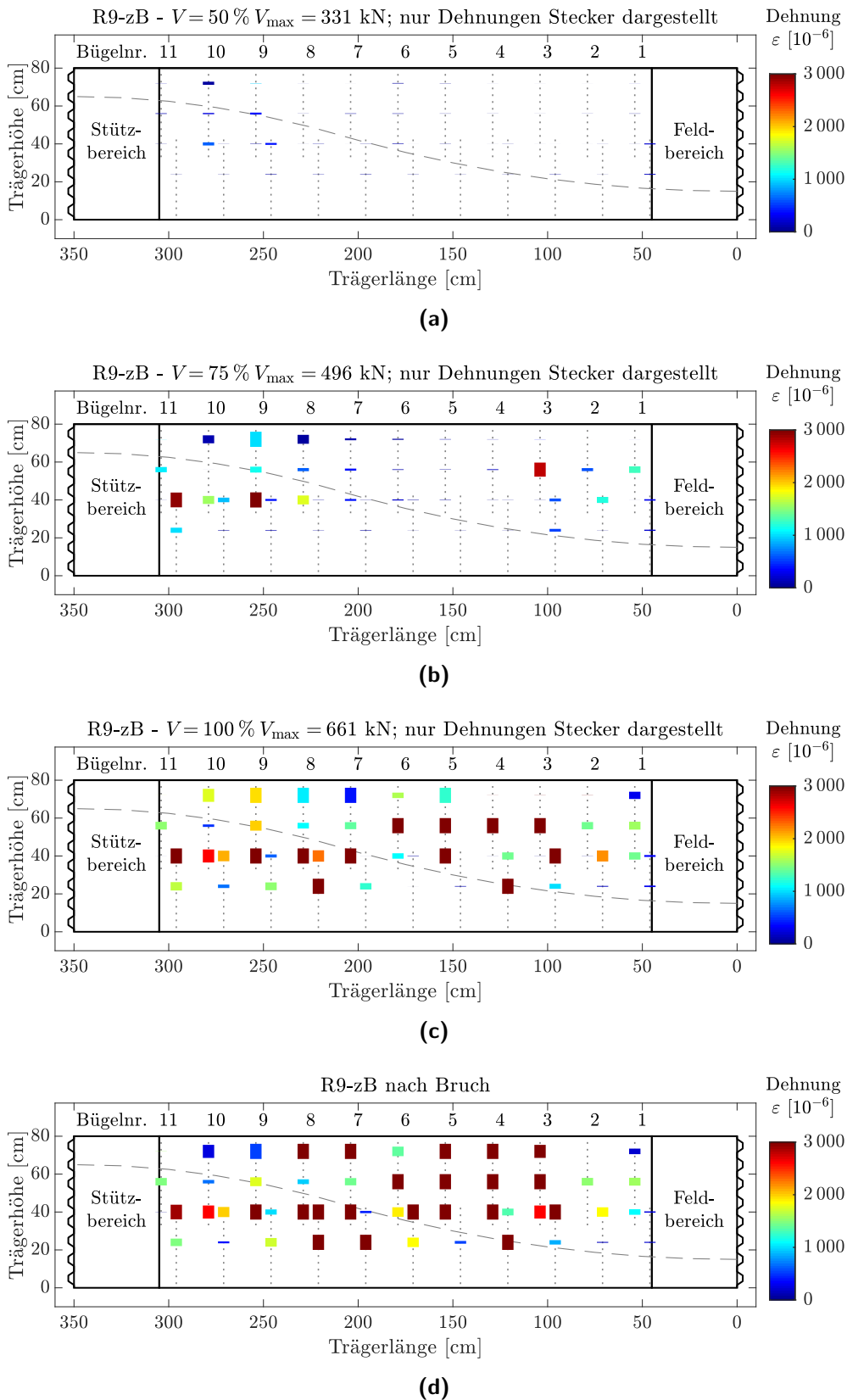


(e)

**Abbildung A.33:** Rissbilder, Versuch R9-zB(a) Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 165 \text{ kN}$ (b) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 331 \text{ kN}$ (c) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 496 \text{ kN}$ (d) Laststufe  $99\% \cdot V_{\max} = 654 \text{ kN}$ 

(e) Rissbild nach Bruch

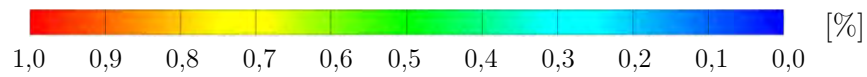
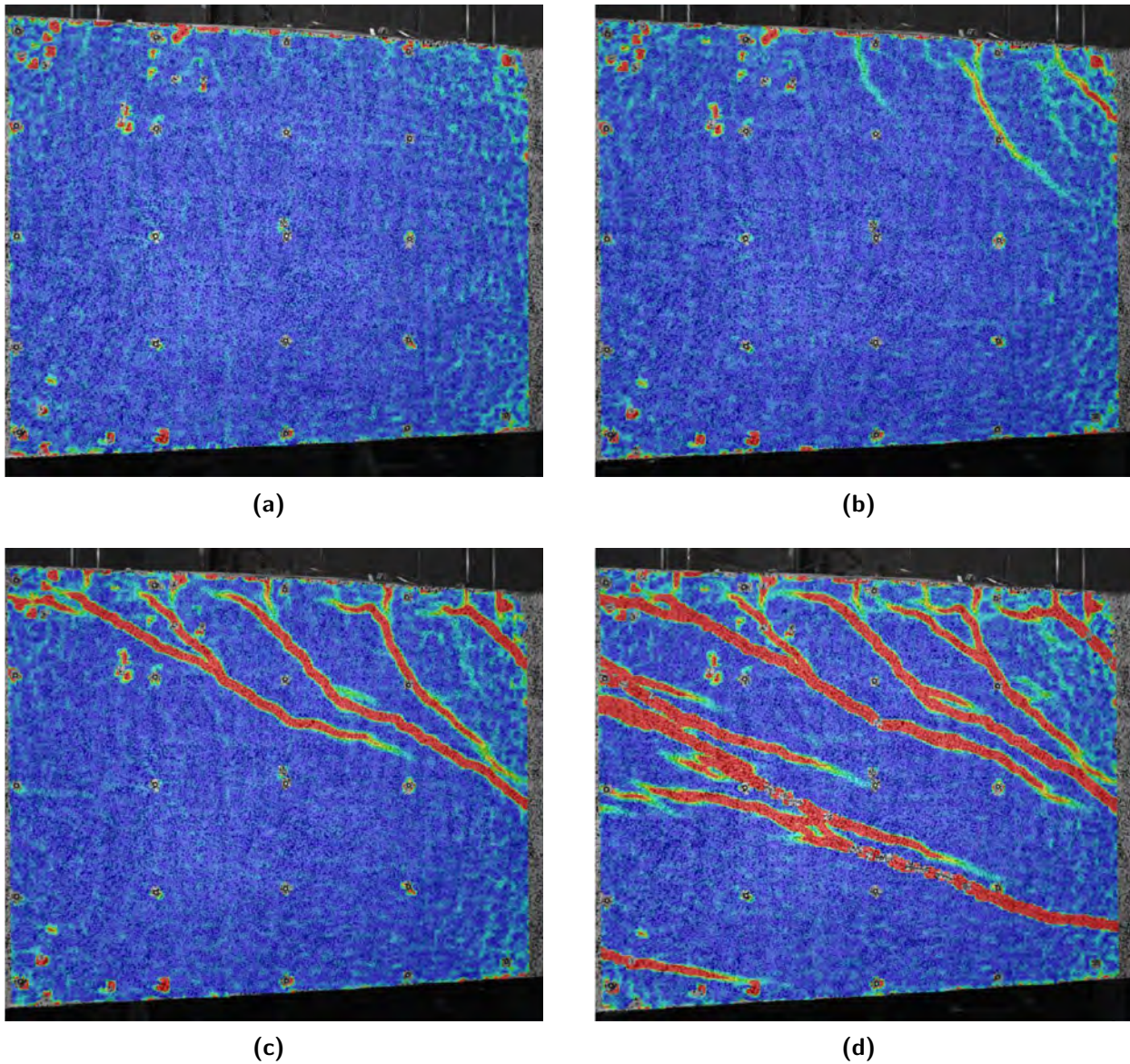
Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS): Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.34:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R9-zB) mit DMS; DMS-Anordnung jeweils 24 und 40 cm (unterer Bügelteil) sowie 40, 56 und 72 cm (oberer Bügelteil) Abstand von der Bauteilunterkante.

- (a) Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 331 \text{ kN}$
- (b) Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 496 \text{ kN}$
- (c) Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 661 \text{ kN}$
- (d) Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.35:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

**(a)** Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 165 \text{ kN}$

**(b)** Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 331 \text{ kN}$

**(c)** Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 496 \text{ kN}$

**(d)** Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 661 \text{ kN}$



## A.11 Versuch R10

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R10-o	Rechteck	0,805	3,508	0,248	0,000	keine Bügel	596

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
30	43,4	49,6	33 357	3,3	12	Bügel	543,3	619,3	190 700
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

Prüfdatum: 22.09.2015

### Last-Verformungs-Kurve

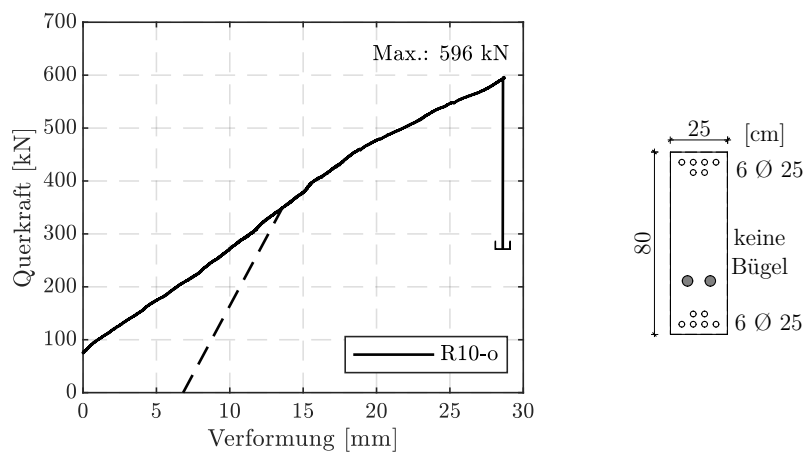
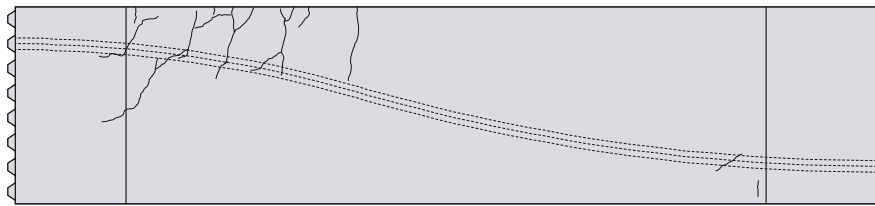


Abbildung A.36: Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R10-o (ohne Bügelbewehrung)

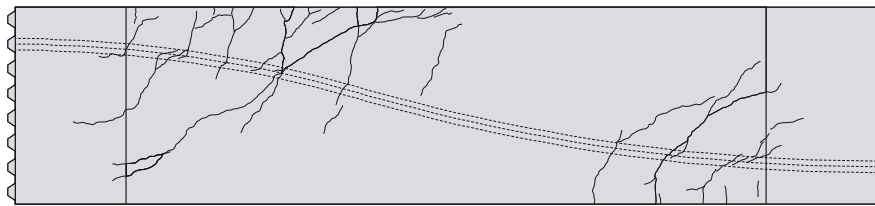
### Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS)

Nicht vorhanden, da keine Bügelbewehrung!

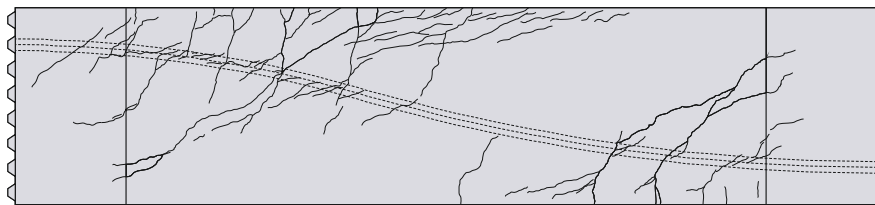
## Rissbilder



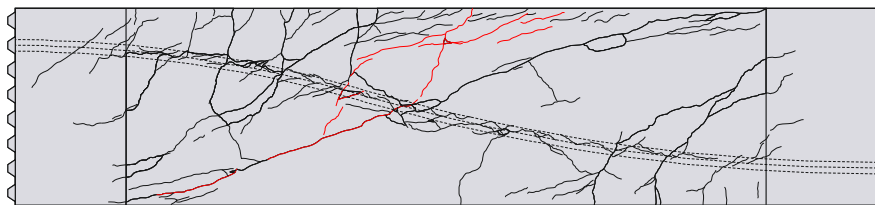
(a)



(b)



(c)



(d)

**Abbildung A.37:** Rissbilder, Versuch R10-o

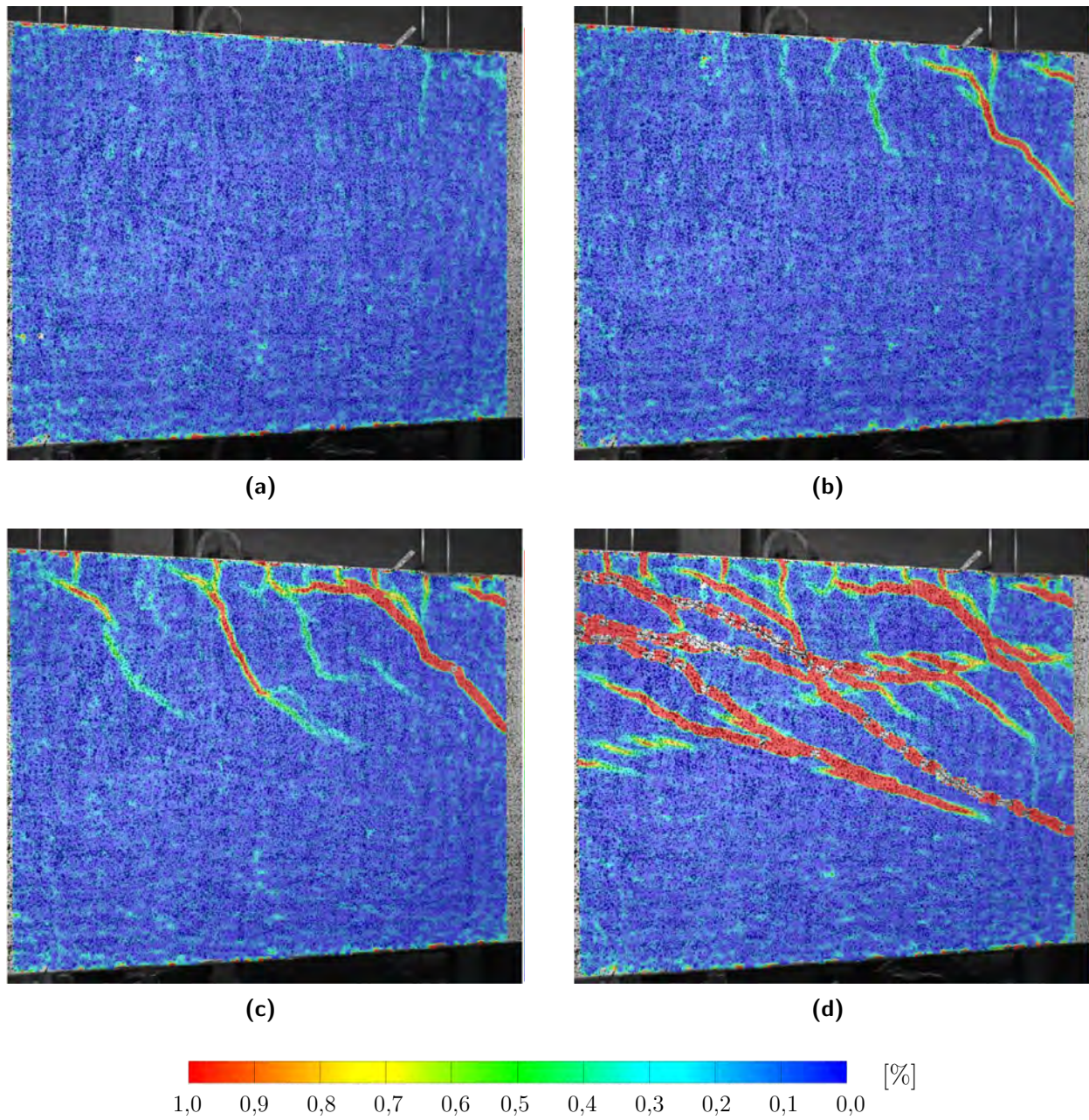
(a) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 295 \text{ kN}$

(b) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 447 \text{ kN}$

(c) Laststufe  $99\% \cdot V_{\max} = 590 \text{ kN}$

(d) Rissbild nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.38:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

(a) Laststufe 25 % ·  $V_{\max} = 149 \text{ kN}$

(b) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 298 \text{ kN}$

(c) Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 447 \text{ kN}$

(d) Laststufe 100 % ·  $V_{\max} = 596 \text{ kN}$

## A.12 Versuch R11

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{ges}$ [m]	$b$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
R11-gB	Rechteck	0,801	3,512	0,248	2,513	Bügel $\varnothing 10/25$ cm, geschlossen	910

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

Prüfalter [d]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$E_{sm}$ [MPa]
29	41,4	50,9	33 569	3,0	10	Bügel	593,8	700,7	219 000
					12	Bügel	543,3	619,3	190 700
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{pm}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{pm0,1}$ [MPa]	$f_{pm}$ [MPa]	$E_{pm}$ [MPa]	$A_{gt}$ [%]
2,5	140	1 648	1 881	198 100	4,7

Prüfdatum: 28.09.2015

### Last-Verformungs-Kurve

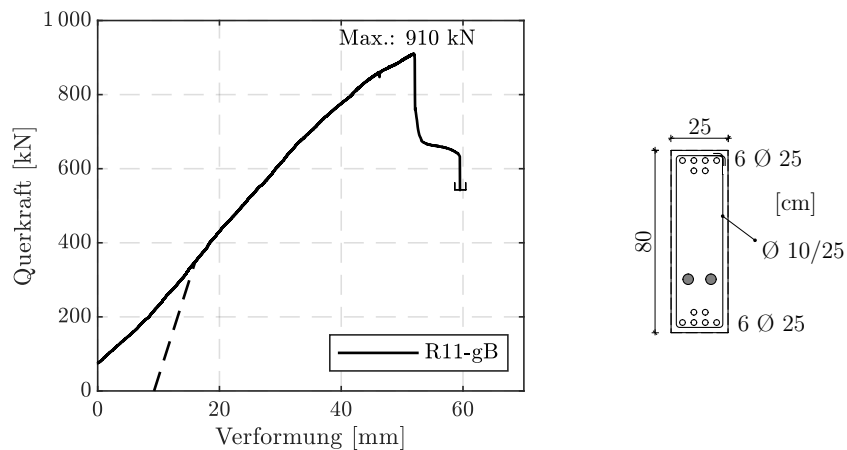
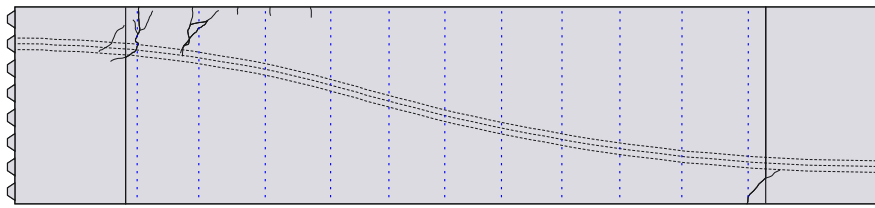
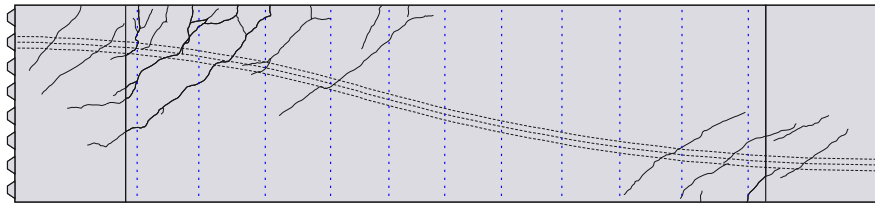


Abbildung A.39: Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R11-gB (geschlossene Bügelbewehrung)

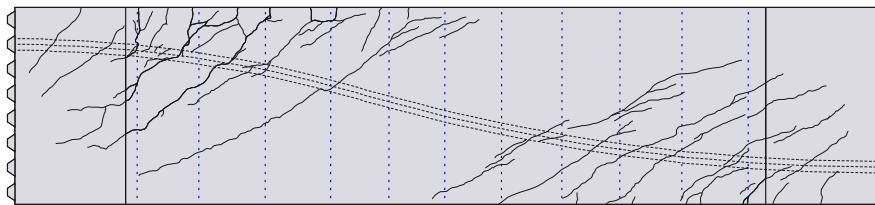
## Rissbilder



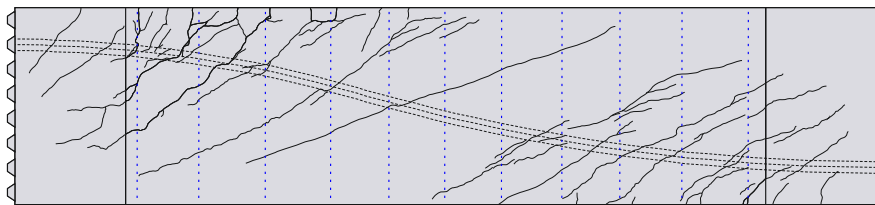
(a)



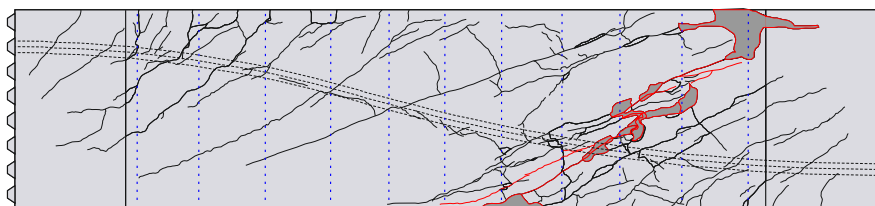
(b)



(c)



(d)

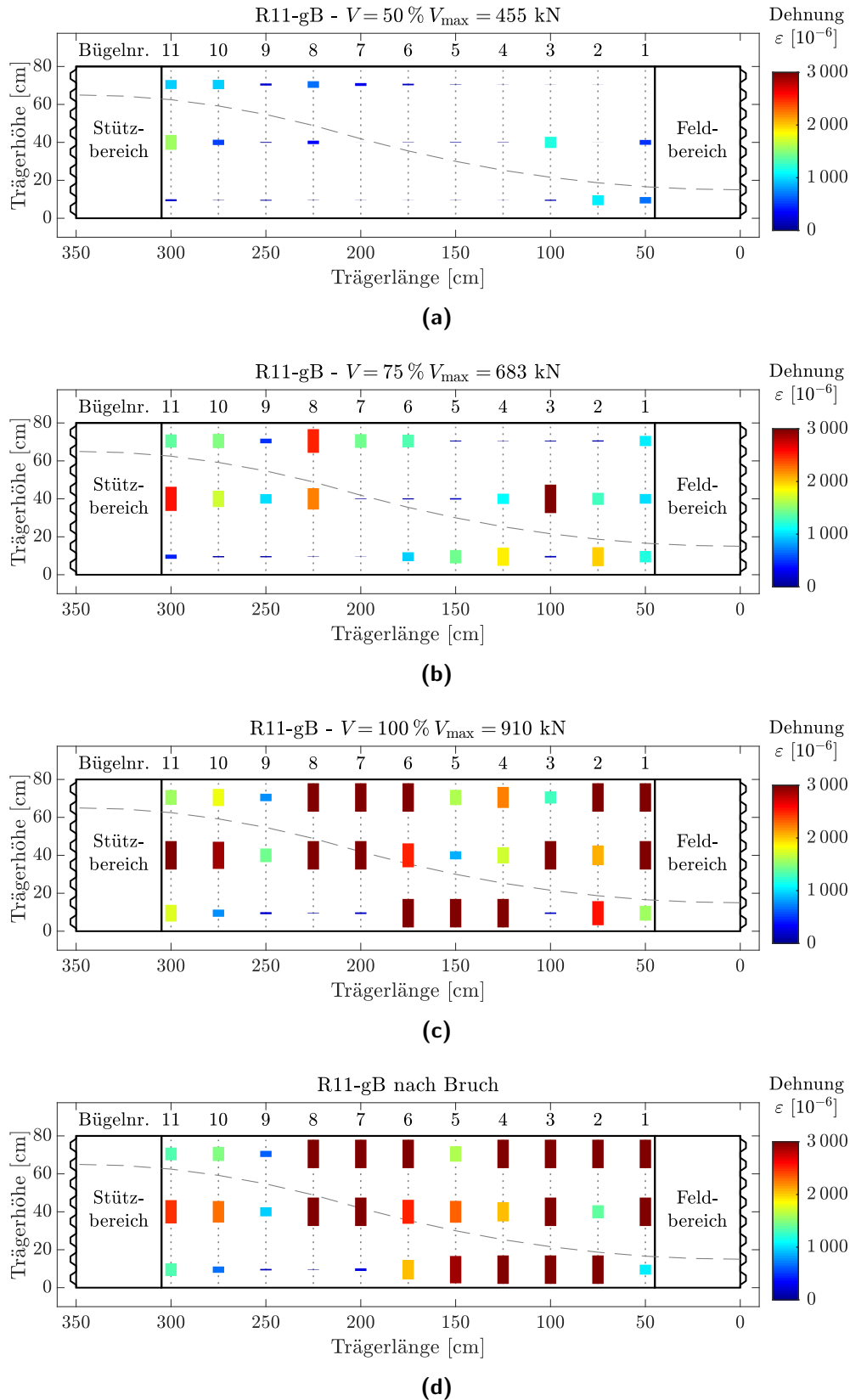


(e)

**Abbildung A.40:** Rissbilder, Versuch R11-gB(a) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 455 \text{ kN}$ (b) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 455 \text{ kN}$ (c) Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 683 \text{ kN}$ (d) Laststufe 94 % ·  $V_{\max} = 855 \text{ kN}$ 

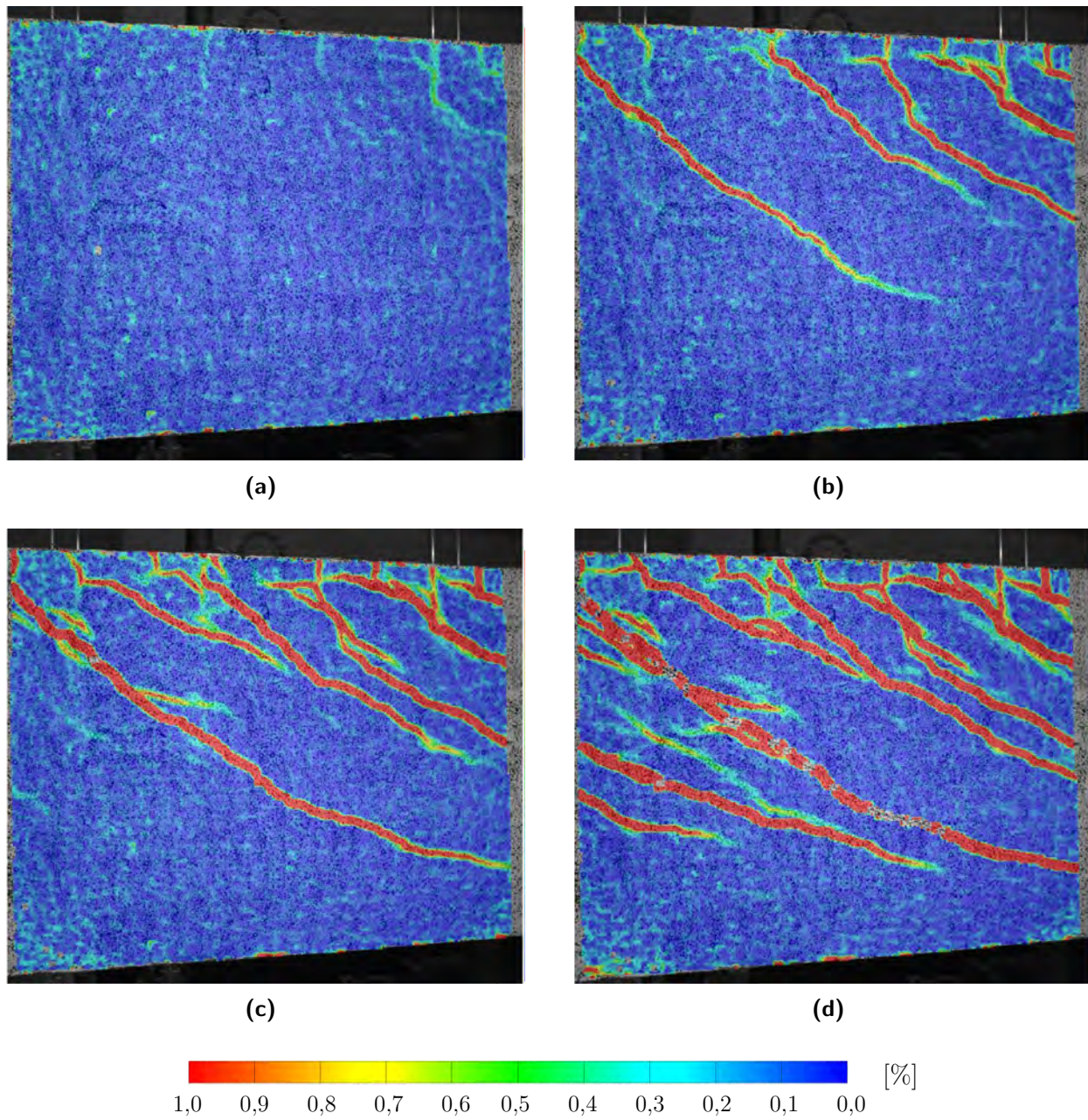
(e) Rissbild nach Bruch

Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS): Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.41:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch R11-gB) mit DMS; DMS-Anordnung mittig sowie mit jeweils 7 cm Abstand vom Bauteilrand  
**(a)** Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 455 \text{ kN}$   
**(b)** Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 683 \text{ kN}$   
**(c)** Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 910 \text{ kN}$   
**(d)** Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.42:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

(a) Laststufe 25 % ·  $V_{\max} = 228$  kN

(b) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 455$  kN

(c) Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 683$  kN

(d) Laststufe 100 % ·  $V_{\max} = 910$  kN

## A.13 Versuch PB1

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b_w$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
PB1-ooB	Plattenbalken	1,102	4,523	0,403	1,005	Bügel $\varnothing 8/25$ cm, oben offen, gerade Stabenden, glatt	1 455

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
40	40,1	51,7	32 100	3,1	8	Bügel	357,2	494,3	-
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

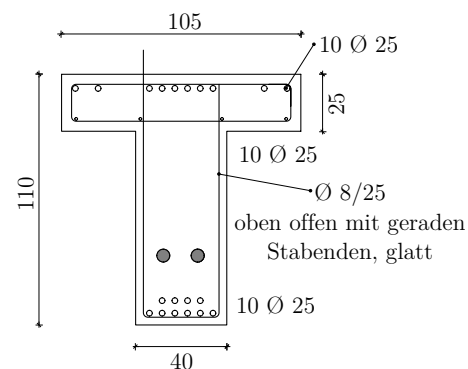
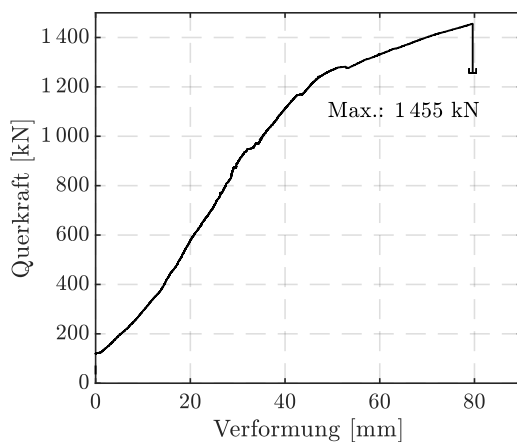
### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
1,2	150	1 647	1 942	187 600	6,5

**Prüfdatum:** 18.12.2018

**Anmerkung:** Für den Versuch wurde kurz vor dem Bruch die maximale (Zug-)Pressenlast eines Horizontalzylinders erreicht. Infolge stellte sich bei weiterer Laststeigerung eine zusätzliche Rotation der Lasteinleitungsplatte ein.

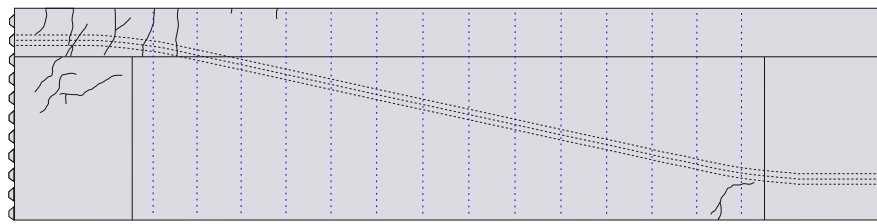
### Last-Verformungs-Kurve



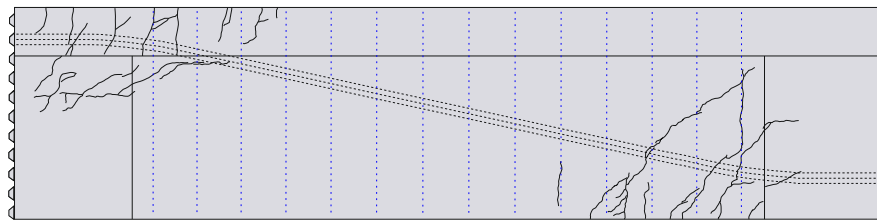
**Abbildung A.43:** Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch PB1-ooB (oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden)



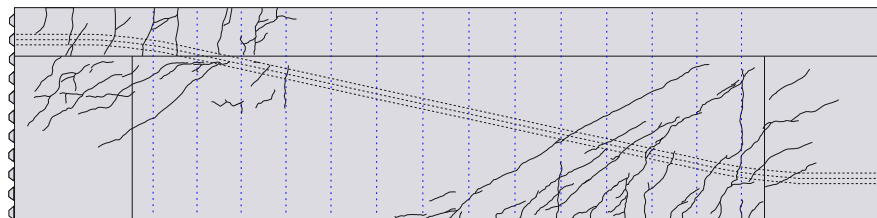
## Rissbilder



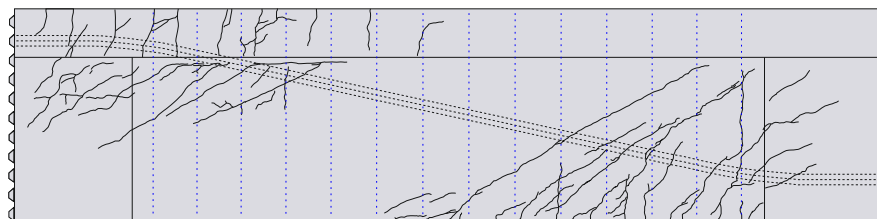
(a)



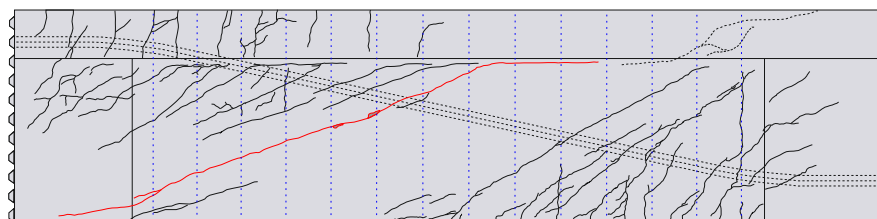
(b)



(c)



(d)



(e)

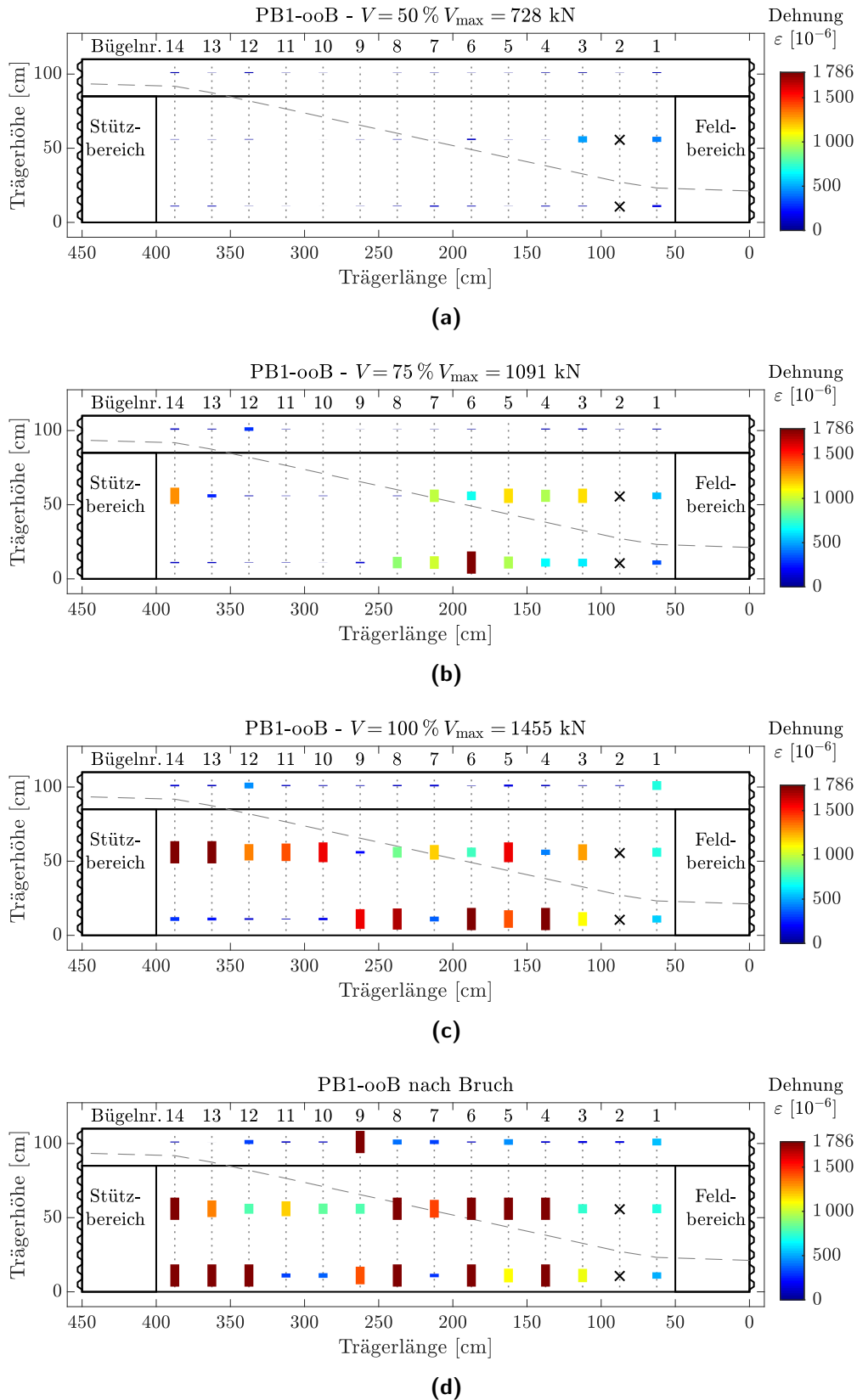
**Abbildung A.44:** Rissbilder, Versuch PB1-ooB

(a) Laststufe 25 % ·  $V_{\max} = 364 \text{ kN}$  (b) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 728 \text{ kN}$

(c) Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 1091 \text{ kN}$  (d) Laststufe 81 % ·  $V_{\max} = 1179 \text{ kN}$

(e) Rissbild nach Bruch

Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS): Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.45:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch PB1-ooB) mit DMS; DMS-Anordnung mittig sowie mit jeweils 11, 56 und 101 cm von der Bauteil-Unterkante; Ausgefallene DMS mit Kreuz als Symbol gekennzeichnet.

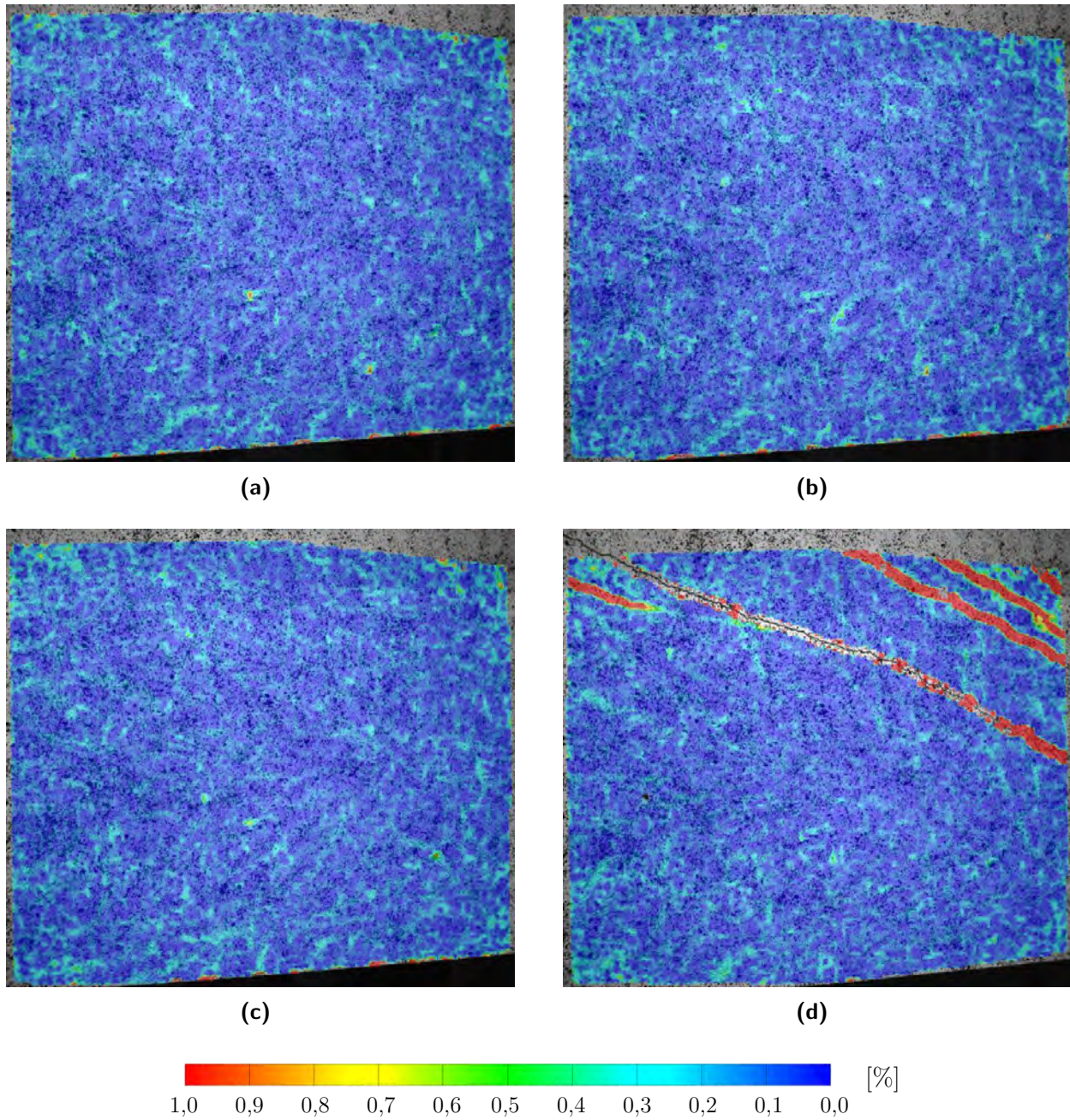
**(a)** Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 728 \text{ kN}$

**(b)** Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 1091 \text{ kN}$

**(c)** Dehnungen für Laststufe  $100\% \cdot V_{\max} = 1455 \text{ kN}$

**(d)** Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.46:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

- (a) Laststufe 25 % ·  $V_{\max} = 364 \text{ kN}$
- (b) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 728 \text{ kN}$
- (c) Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 1091 \text{ kN}$
- (d) Laststufe 99 % ·  $V_{\max} = 1440 \text{ kN}$

## A.14 Versuch PB2

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{ges}$ [m]	$b_w$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
PB2-gB	Plattenbalken	1,110	4,523	0,405	1,005	Bügel $\varnothing 8/25$ cm, geschlossen, glatt	1 355

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

Prüfalter [d]	$f_{cm,cyl}$ [MPa]	$f_{cm,cube}$ [MPa]	$E_{cm}$ [MPa]	$f_{ctm,sp,cyl}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{ym}$ [MPa]	$f_{tm}$ [MPa]	$E_{sm}$ [MPa]
52	36,9	42,1	28 517	2,8	8	Bügel	357,2	494,3	-
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{pm}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{pm0,1}$ [MPa]	$f_{pm}$ [MPa]	$E_{pm}$ [MPa]	$A_{gt}$ [%]
2,0	150	1 647	1 942	187 600	6,5

Prüfdatum: 10.01.2019

### Last-Verformungs-Kurve

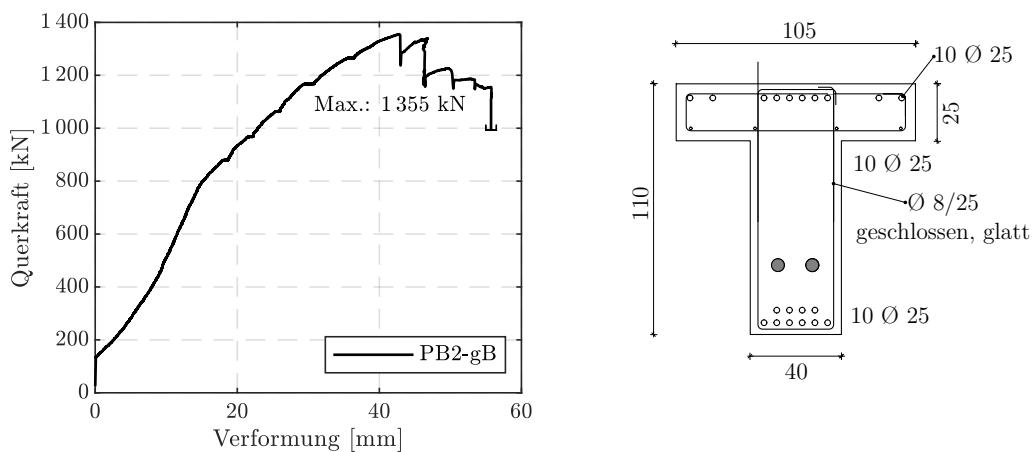
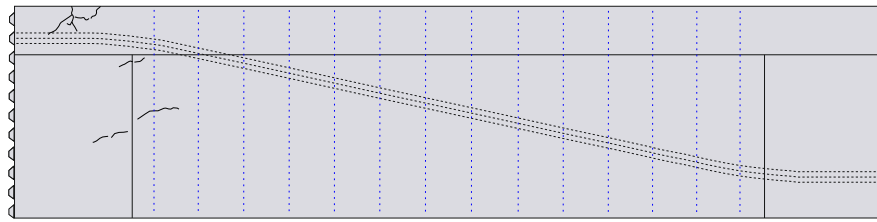
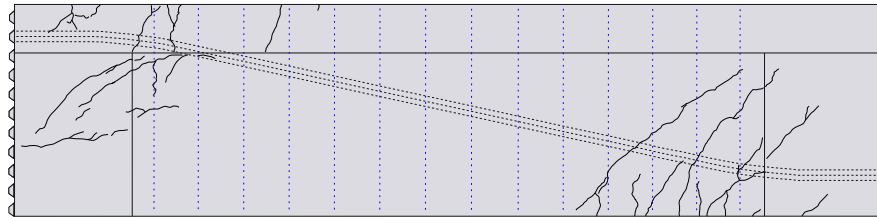


Abbildung A.47: Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch PB2-gB (geschlossene Bügelbewehrung)

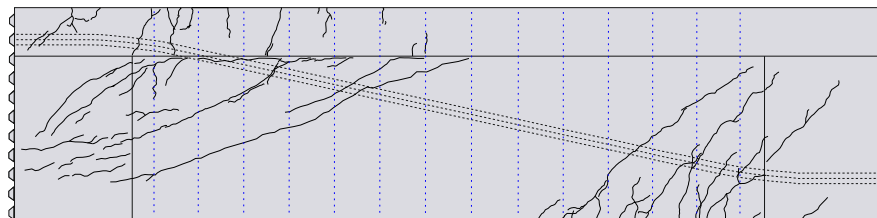
## Rissbilder



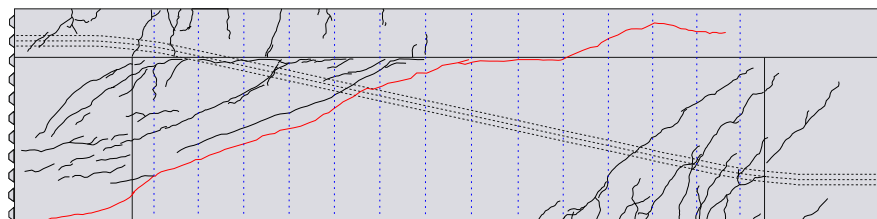
(a)



(b)



(c)



(d)

**Abbildung A.48:** Rissbilder, Versuch PB2-gB

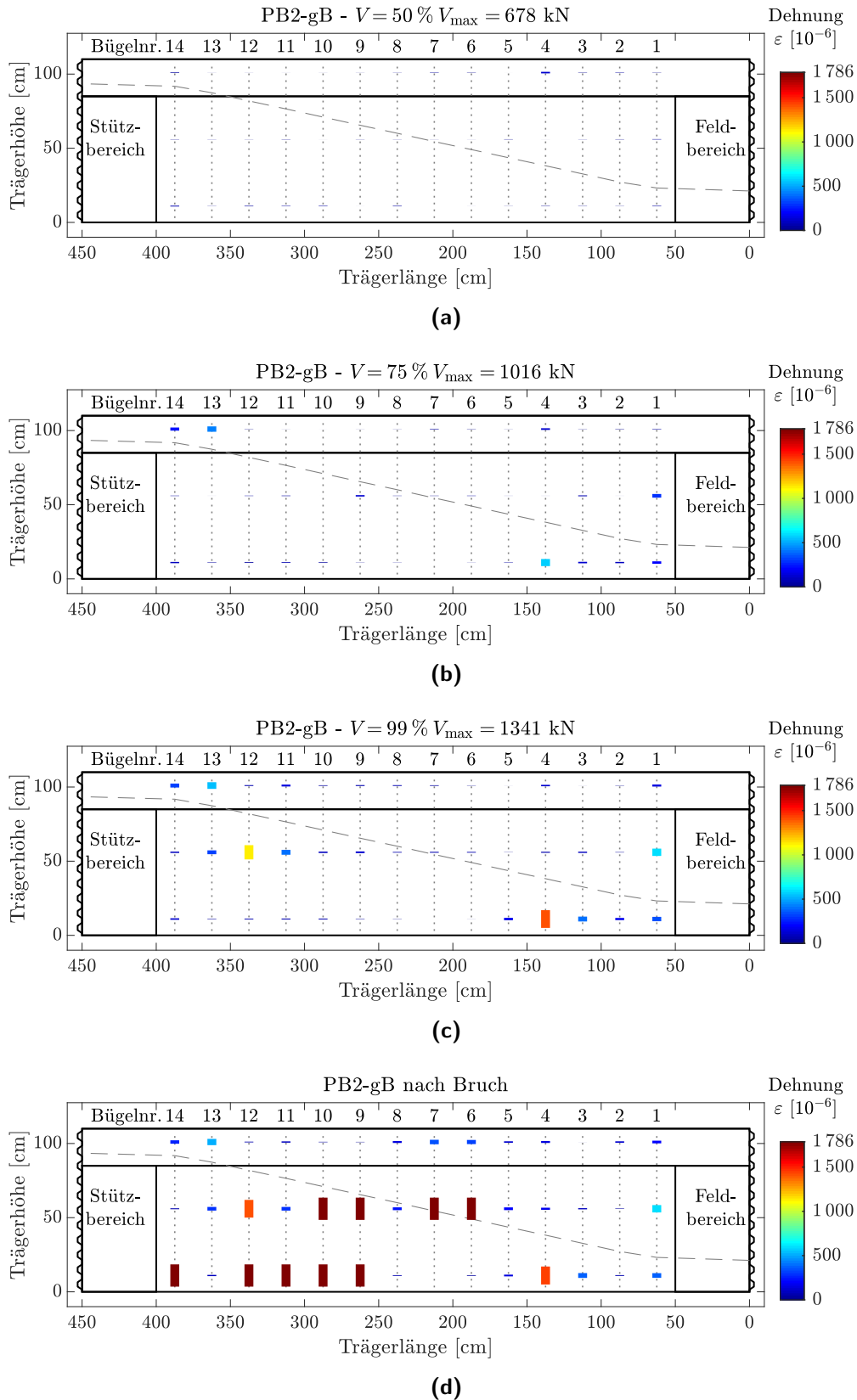
(a) Laststufe 50% ·  $V_{\max} = 678 \text{ kN}$

(b) Laststufe 75% ·  $V_{\max} = 1016 \text{ kN}$

(c) Laststufe 99% ·  $V_{\max} = 1341 \text{ kN}$

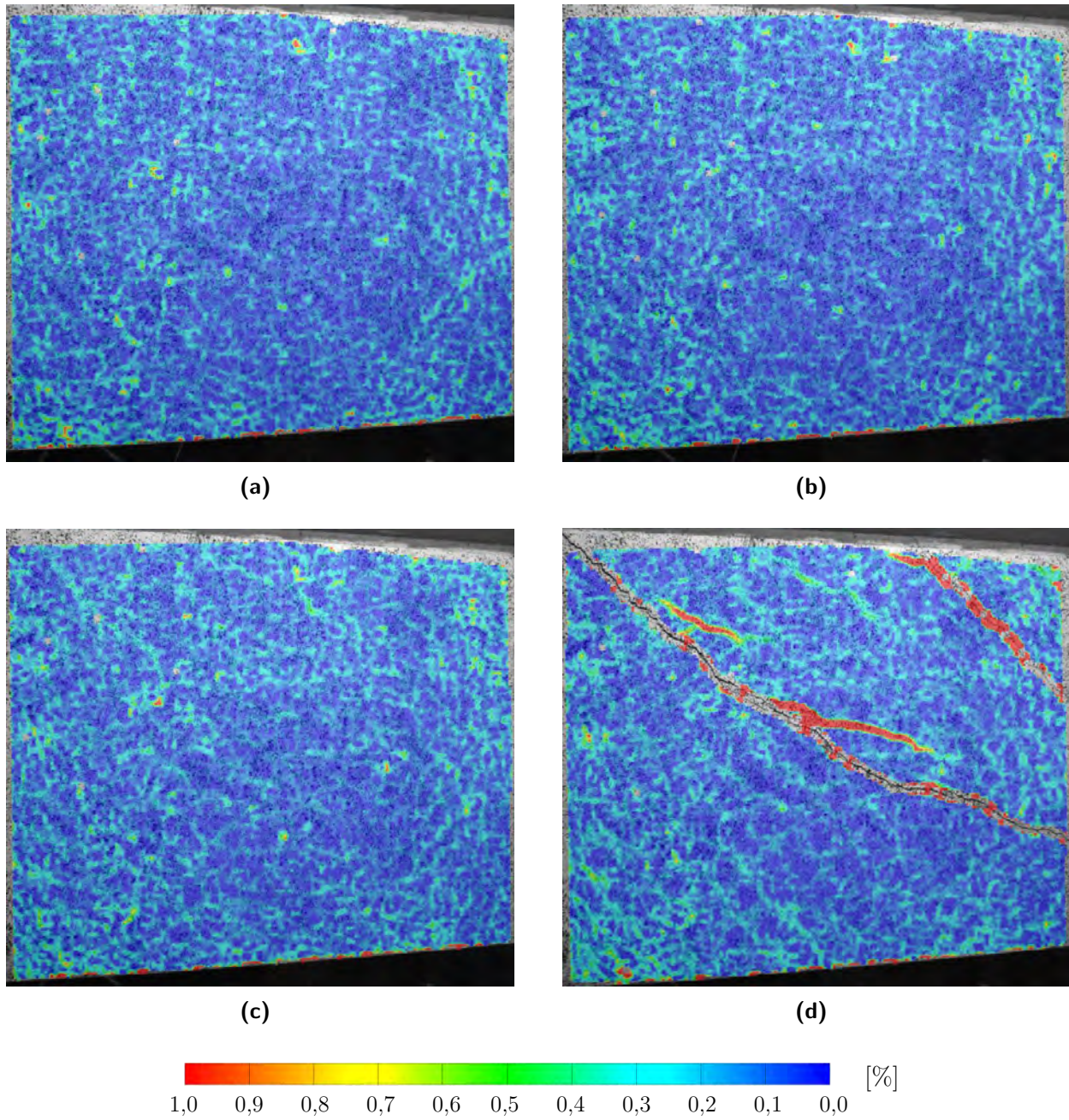
(d) Rissbild nach Bruch

**Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS):** Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.49:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch PB2-gB) mit DMS; DMS-Anordnung mittig sowie mit jeweils 11, 56 und 101 cm von der Bauteil-Unterkante;  
**(a)** Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 678 \text{ kN}$   
**(b)** Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 1016 \text{ kN}$   
**(c)** Dehnungen für Laststufe  $99\% \cdot V_{\max} = 1341 \text{ kN}$   
**(d)** Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.50:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

- (a) Laststufe  $25\% \cdot V_{\max} = 339 \text{ kN}$   
 (b) Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 678 \text{ kN}$   
 (c) Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 1\,016 \text{ kN}$   
 (d) Laststufe  $99\% \cdot V_{\max} = 1\,341 \text{ kN}$

## A.15 Versuch PB3

### Übersicht der Versuchsparameter und Bruchquerkraft

Versuch	Querschnitt	$h$ [m]	$l_{\text{ges}}$ [m]	$b_w$ [m]	$\rho_w$ [%]	Querkraftbewehrung	Bruchquerkraft [kN]
PB3-gB	Plattenbalken	1,100	4,524	0,400	1,005	Bügel $\varnothing 8/25$ cm, geschlossen, glatt	1 189

### Materialkennwerte Festbeton und Bewehrungsstahl

Prüfalter [d]	$f_{\text{cm,cyl}}$ [MPa]	$f_{\text{cm,cube}}$ [MPa]	$E_{\text{cm}}$ [MPa]	$f_{\text{ctm,sp,cyl}}$ [MPa]	$\varnothing$ [mm]	Bewehrung	$f_{\text{ym}}$ [MPa]	$f_{\text{tm}}$ [MPa]	$E_{\text{sm}}$ [MPa]
46	38,6	43,1	31 507	2,9	8	Bügel	357,2	494,3	-
					25	Längsbew.	526,3	637,0	186 700

### Vorspannung und Materialkennwerte Spannstahl

Vorspannung [MPa]	$A_{\text{pm}}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{\text{pm}0,1}$ [MPa]	$f_{\text{pm}}$ [MPa]	$E_{\text{pm}}$ [MPa]	$A_{\text{gt}}$ [%]
1,2	150	1 647	1 942	187 600	6,5

Prüfdatum: 21.01.2019

### Last-Verformungs-Kurve

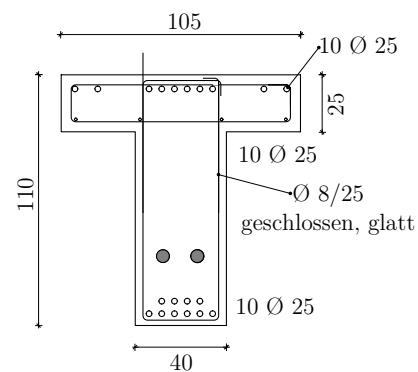
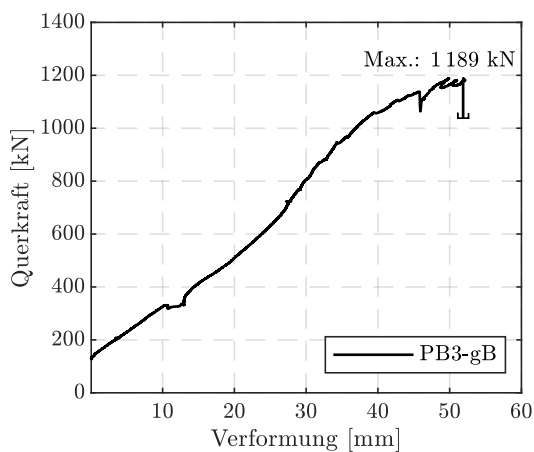
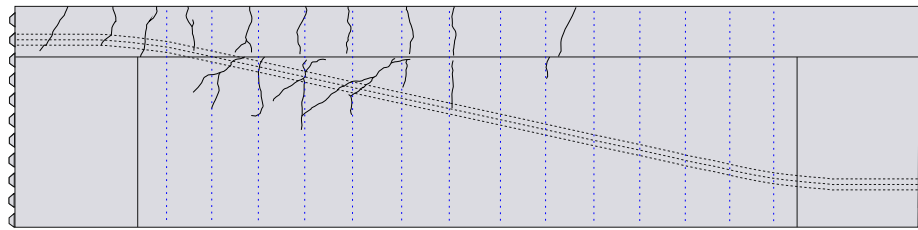


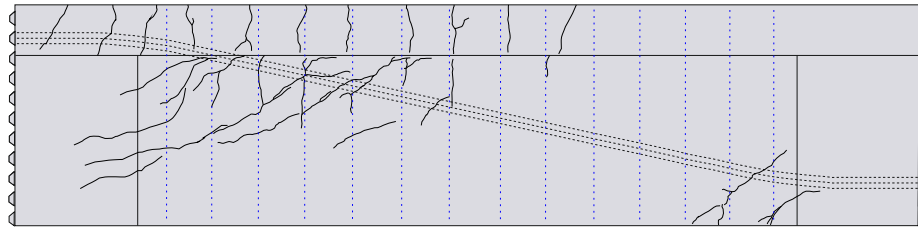
Abbildung A.51: Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch PB3-gB (geschlossene Bügelbewehrung)



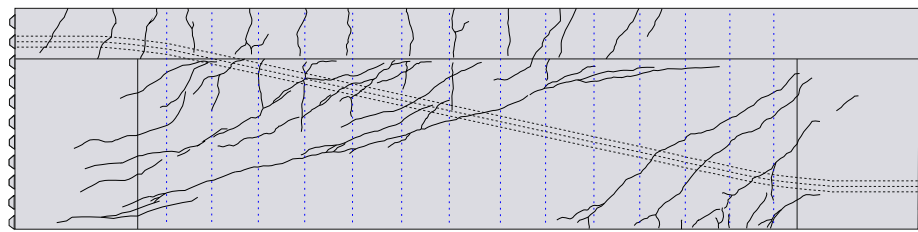
## Rissbilder



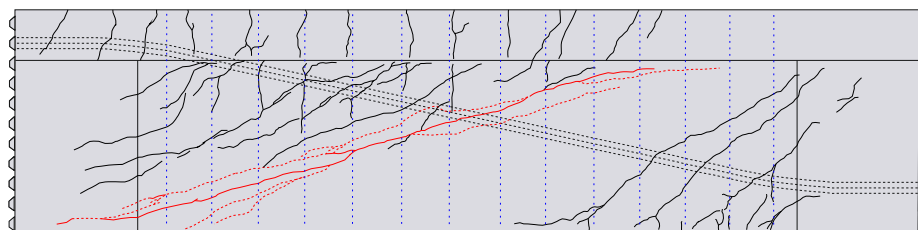
(a)



(b)



(c)

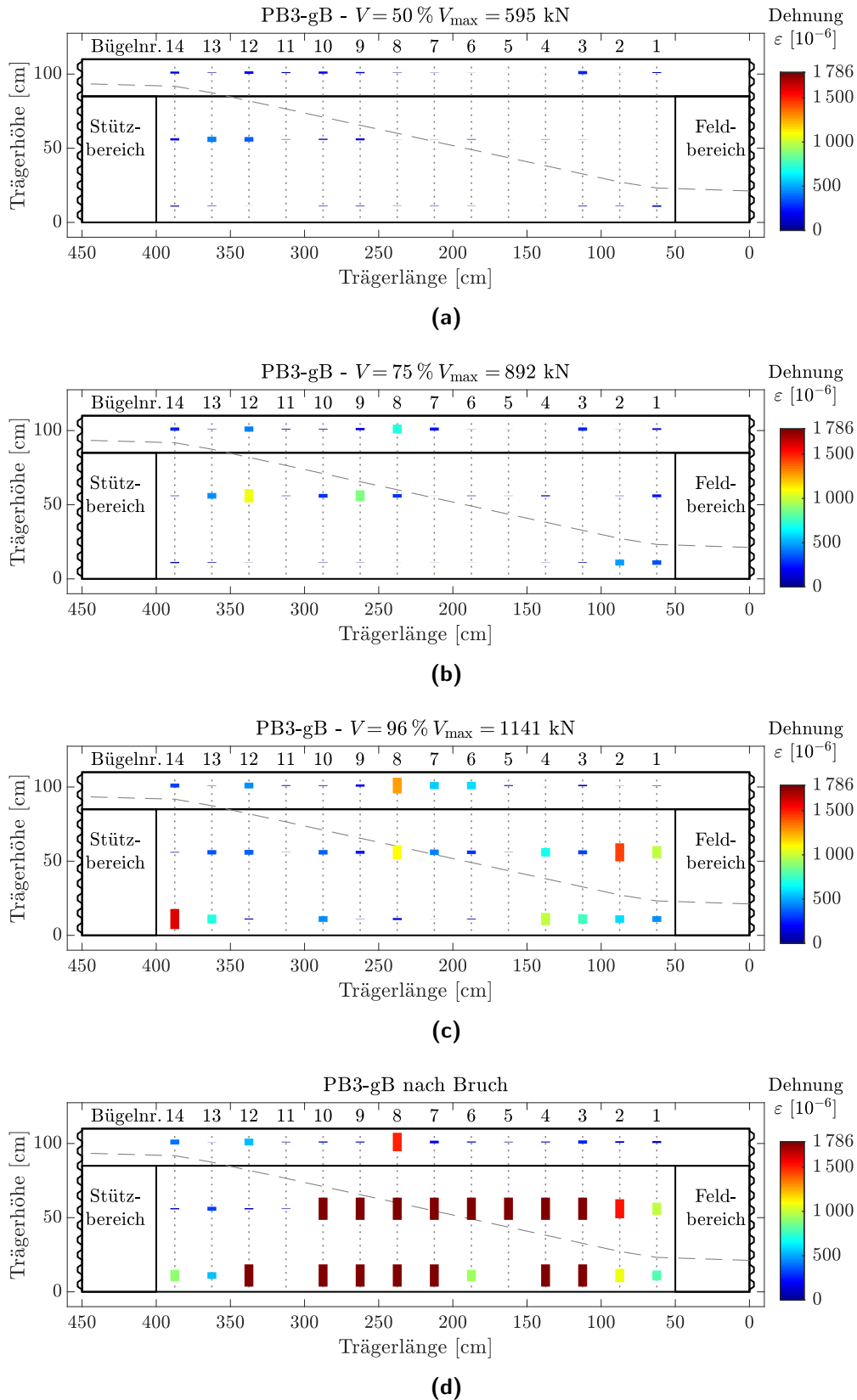


(d)

**Abbildung A.52:** Rissbilder, Versuch PB3-gB

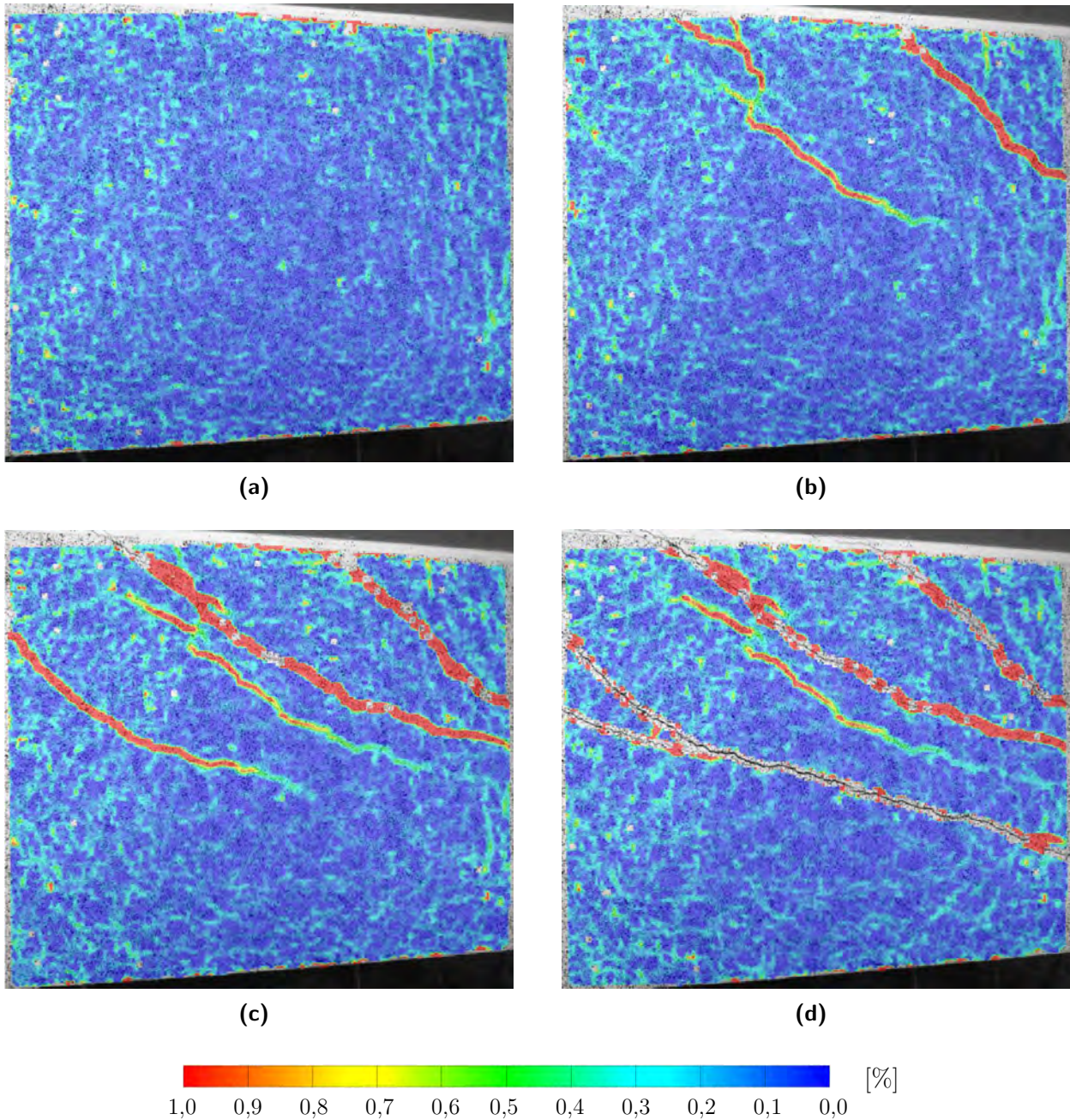
- (a) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 595 \text{ kN}$
- (b) Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 892 \text{ kN}$
- (c) Laststufe 98 % ·  $V_{\max} = 1\,165 \text{ kN}$
- (d) Rissbild nach Bruch

Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bewehrung (DMS): Siehe folgende Seite.



**Abbildung A.53:** Ergebnisse der Dehnungsmessungen an der Bügelbewehrung (Versuch PB3-gB) mit DMS; DMS-Anordnung mittig sowie mit jeweils 11, 56 und 101 cm von der Bauteil-Unterkante;  
**(a)** Dehnungen für Laststufe  $50\% \cdot V_{\max} = 595 \text{ kN}$   
**(b)** Dehnungen für Laststufe  $75\% \cdot V_{\max} = 892 \text{ kN}$   
**(c)** Dehnungen für Laststufe  $96\% \cdot V_{\max} = 1141 \text{ kN}$   
**(d)** Dehnungen nach Bruch

## Auswertungen des optischen Messsystems



**Abbildung A.54:** Rissbildung (Darstellung über Hauptformänderung) aus optischen Messungen im Stützbe-  
reich

(a) Laststufe 25 % ·  $V_{\max} = 298 \text{ kN}$

(b) Laststufe 50 % ·  $V_{\max} = 595 \text{ kN}$

(c) Laststufe 75 % ·  $V_{\max} = 892 \text{ kN}$

(d) Laststufe 94 % ·  $V_{\max} = 1\,118 \text{ kN}$

## A.16 Betonzusammensetzung

Für die Versuchsträger PB1-PB3 wurde ein Transportbeton der Firma HeidelbergCement AG verwendet. Es handelte sich um einen Beton mit einer Ziel-Festigkeitsklasse C30/37, mit einem Größtkorn von  $d_g = 8$  mm und einer Konsistenzklasse F5 (Ausbreitmaß 560-620 mm).

Der Beton für die Versuchsträger R1-R11 wurde eigens am Materialprüfungsamt der Technischen Universität München hergestellt. Die Ziel-Festigkeitsklasse wurde ebenfalls mit C30/37 festgelegt. Die verwendete Betonzusammensetzung und die zugehörigen Frischbetoneigenschaften sind beispielhaft in Tabelle A.1 aufgeführt. Die Frischbetoneigenschaften der einzelnen Betonagen zur Herstellung der jeweiligen Versuchskörper zeigten nur geringe Schwankungen.

**Tabelle A.1:** Betonzusammensetzung und Frischbetoneigenschaften für den Beton der Versuche R1-R11

C30/37	
Betonzusammensetzung	
Gesamtmenge:	960 - 1 010 l
Zementart:	CEM I 32,5R
	kg/m <sup>3</sup>
0/4	981
4/8	845
Zement	390
Wasser	191
w/z-Wert:	0,49
Zugabe Fließmittel:	1 000 g/m <sup>3</sup>
Frischbetoneigenschaften	
Ausbreitmaß:	610 - 650 mm
Rohdichte:	2436 - 2470 kg/l
Luftporengehalt:	0,5 - 0,8 %



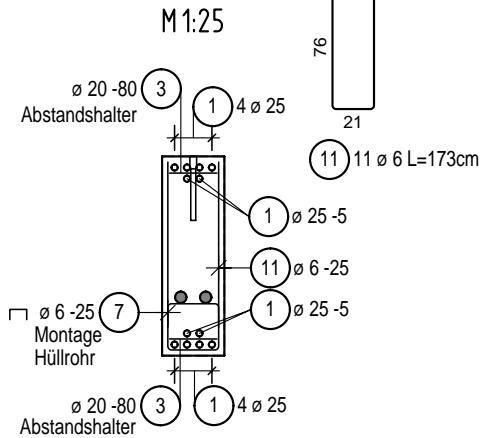
### A.17 Konstruktionszeichnungen

#### Versuchsträger R1 & R10

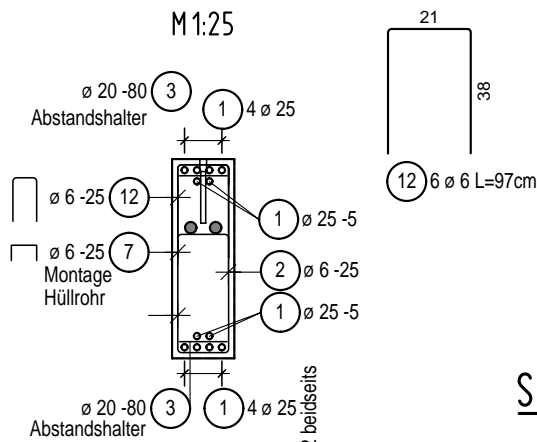
keine Bügelbewehrung!

#### Versuchsträger R4 & R5

##### Schnitt 1-1



##### Schnitt 1-1

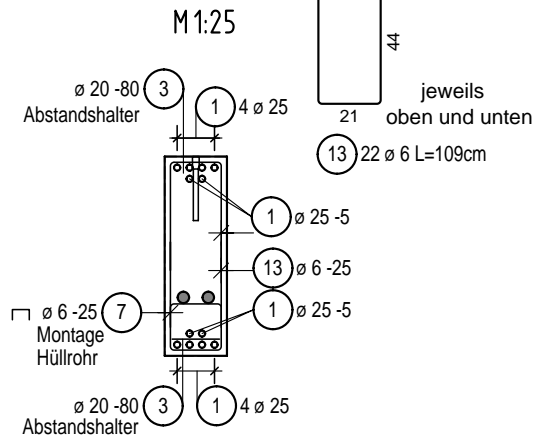


#### Versuchsträger R11

analog Versuche R2 & R3 mit Bügeln Ø 10 mm

#### Versuchsträger R8 & R9

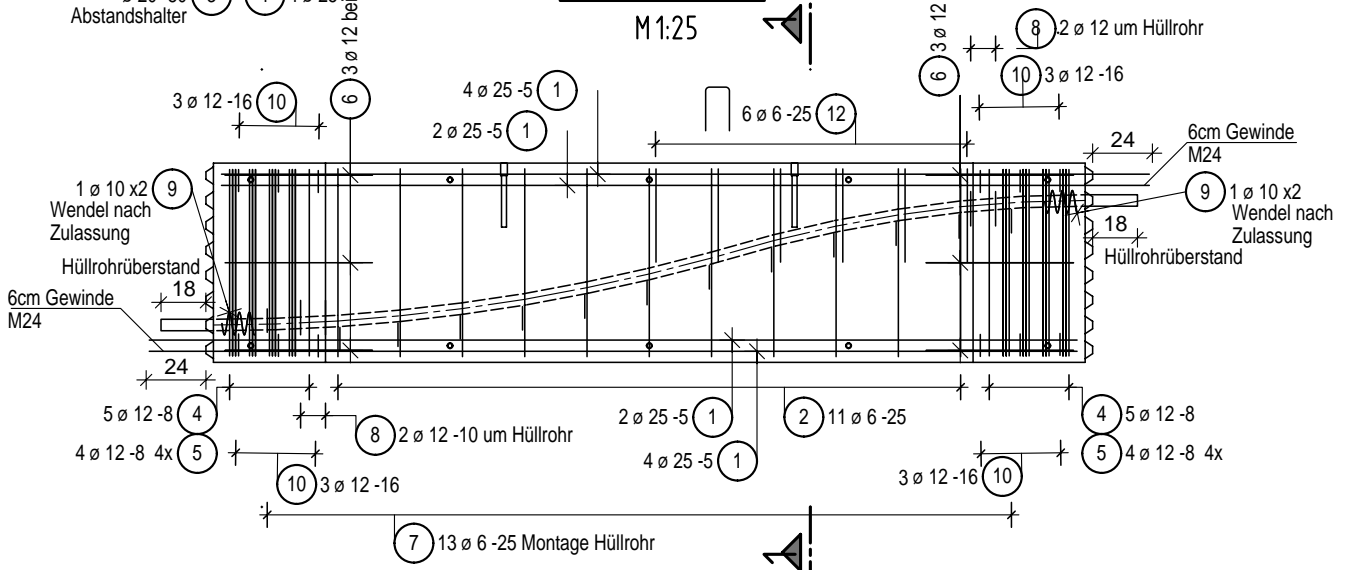
##### Schnitt 1-1



Restliche Bewehrung siehe Folgeseiten  
(analog zu Versuchen R2 & R3)

#### Versuchsträger R6 & R7

##### Seitenansicht



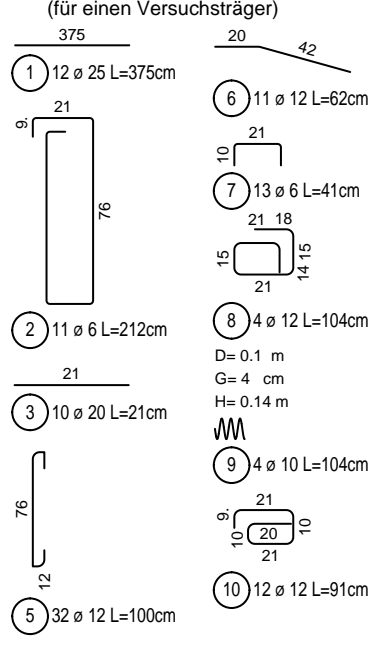
# Bewehrung R1 & R2

Maßstab 1:25 gez. J. Landler



## Gesamtauszüge:

(für einen Versuchsträger)



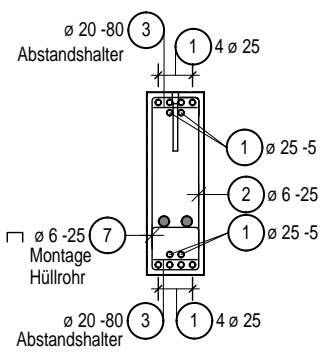
Form	Anzahl	Länge a [cm]	Länge Einzelstab [cm]	Länge Gesamt [cm]
4.1	2	24	232	464
4.2	2	29	242	484
4.3	2	33	250	500
4.4	2	38	260	520
4.5	2	42	268	536
Summe der Längen = 25.040 m				

### Einbauteile

Bezeichnung	Abmessung	Länge	Stück
Pfeifer Wellenanker	RD24 (25 kN)		2

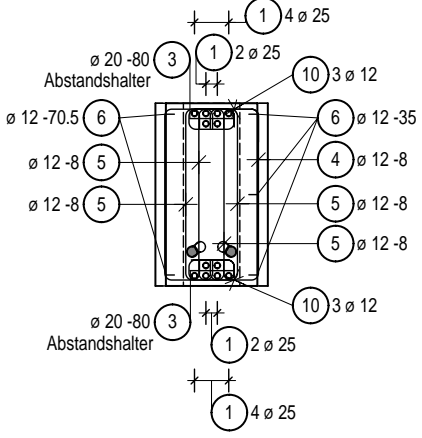
### Schnitt 1-1

M1:25



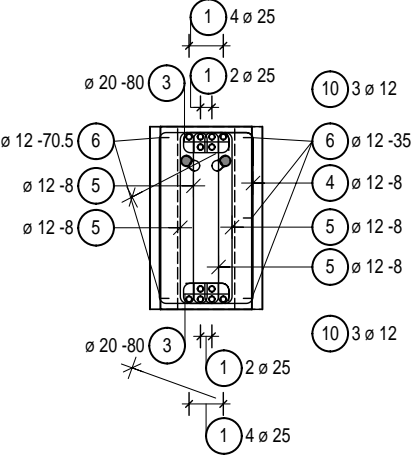
### Schnitt 2-2

M1:25



### Schnitt 3-3

M1:25

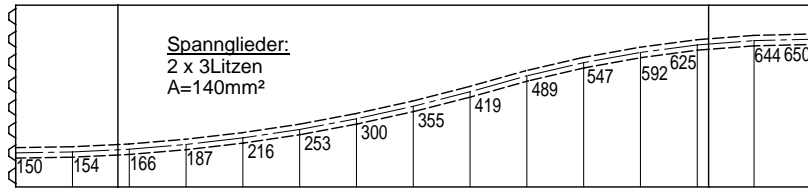


Inhalt: 0.802 m <sup>3</sup>	Gewicht: 2.01 to	
Stück: 1	BETONDECKUNG 20mm	
LAGE	EXPOSITIONSKLASSEN	BETONGÜTE
allseitig	XC 1	C30/37
B500 B Biegegraden nach DIN EN 1992-1-1		
Auszüge sind zum Teil aufgeklappt dargestellt!		

# Bewehrung R1 & R2

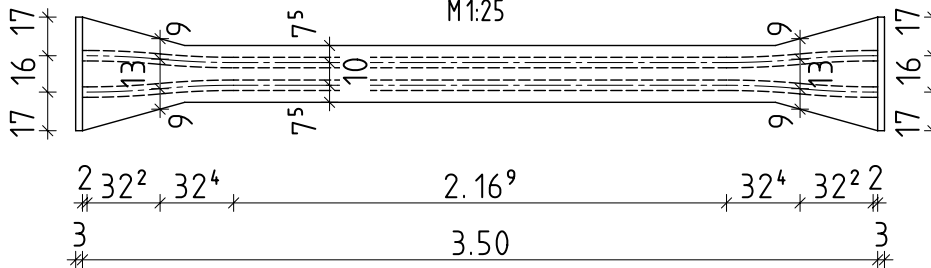
## Seitenansicht - Spannliedführung

M1:25



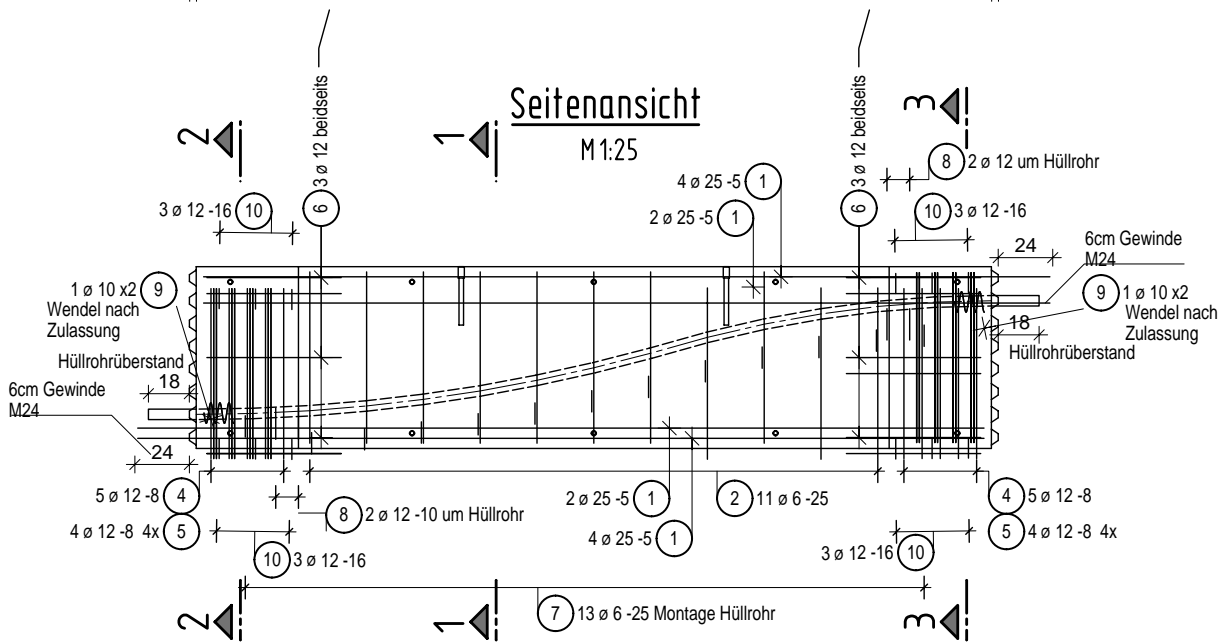
## Draufsicht - Spannliedführung

M1:25



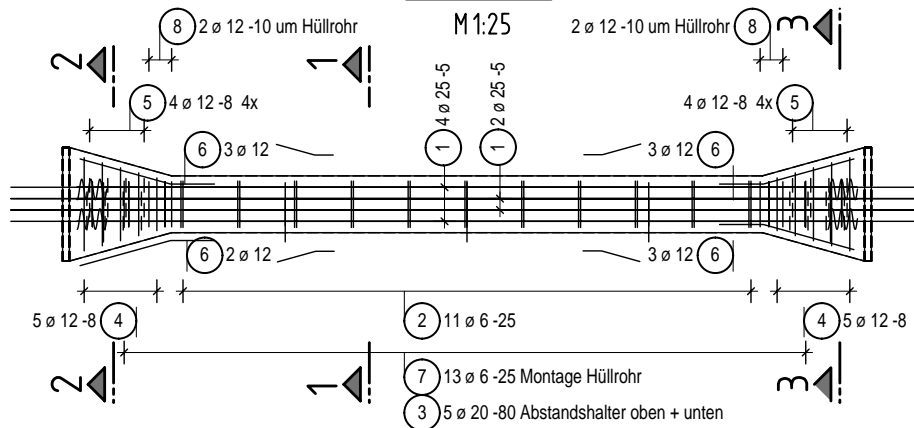
## Seitenansicht

M1:25



## Draufsicht

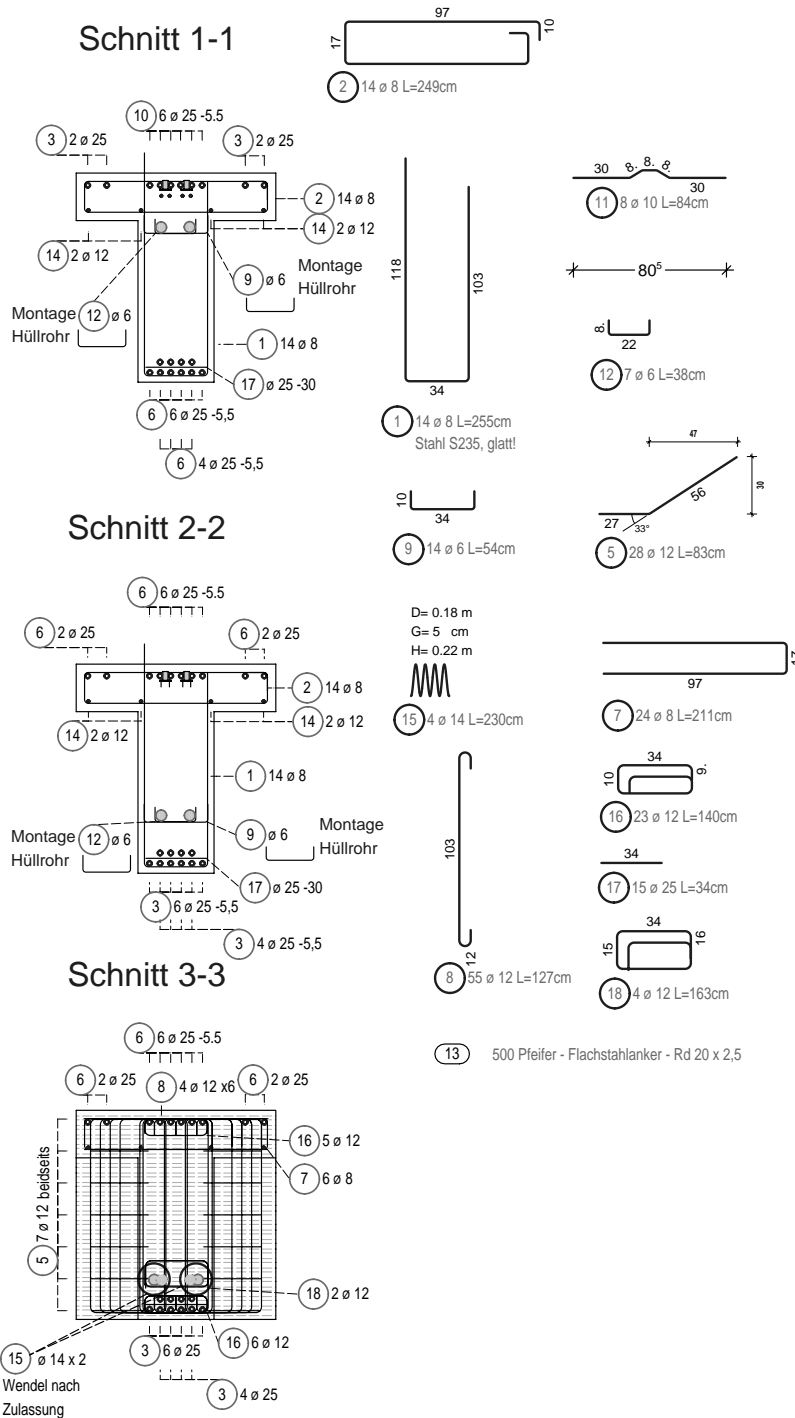
M1:25





### Bewehrung PB1

### Stabliste



Pos.	Stck	ø [mm]	Einzel Länge [m]	Gesamt Länge [m]	Masse [kg]
1	14	8	2.55	35.70	14.10
2	14	8	2.49	34.86	13.77
3	14	25	2.26	31.64	121.81
4	11	12	-X-	40.82	36.25
5	28	12	0.83	23.24	20.64
6	20	25	2.23	44.60	171.71
7	24	8	2.11	50.64	20.00
8	55	12	1.27	69.85	62.03
9	14	6	0.54	7.56	1.68
10	6	25	2.46	14.76	56.83
11	8	10	0.84	6.72	4.15
12	7	6	0.38	2.66	0.59
14	4	12	4.42	17.68	15.70
15	4	14	2.30	9.20	11.13
16	23	12	1.40	32.20	28.59
17	15	25	0.34	5.10	19.64
18	4	12	1.63	6.52	5.79

Gesamtmasse [kg]: 604.41

Form	Anzahl	Länge a [cm]	Länge Einzelstab [cm]	Länge Gesamt [cm]
4.1	2	39	316	632
4.2	1	50	338	338
4.3	2	60	358	716
4.4	2	70	378	756
4.5	2	81	400	800
4.6	2	91	420	840
Summe der Längen = 40.820 m				

Einbauteile		
Pos.	Bezeichnungen	Stück
3	Pfeifer - Doppel-Muffenstab PH-DM25, L = 226 cm	14
6	Pfeifer - Muffenstab PH-MU25, L = 226 cm	20
10	Pfeifer - Anschlussstab mit Muffe PH-AM25, L = 246 cm	6
	Pfeifer - Koppelbolzen PH-K25	20
13	500 Pfeifer - Flachstahlanker - Rd 20 x 2,5	2

Inhalt: 2,99 m <sup>3</sup>		Gewicht: 7,47 to	
Stück: 1 St.			
Lage	Expositions-klasse	Betongüte	Betondeckung
unten	XC1	C40/45	30 mm
oben	XC1	C40/45	40 mm
seitlich	XC1	C40/45	30 mm
B500 B Biegeradien nach DIN 1992-1-1			
ACHTUNG: Pos. 1: Bügel aus Stahl S235 (Pos. 1)			

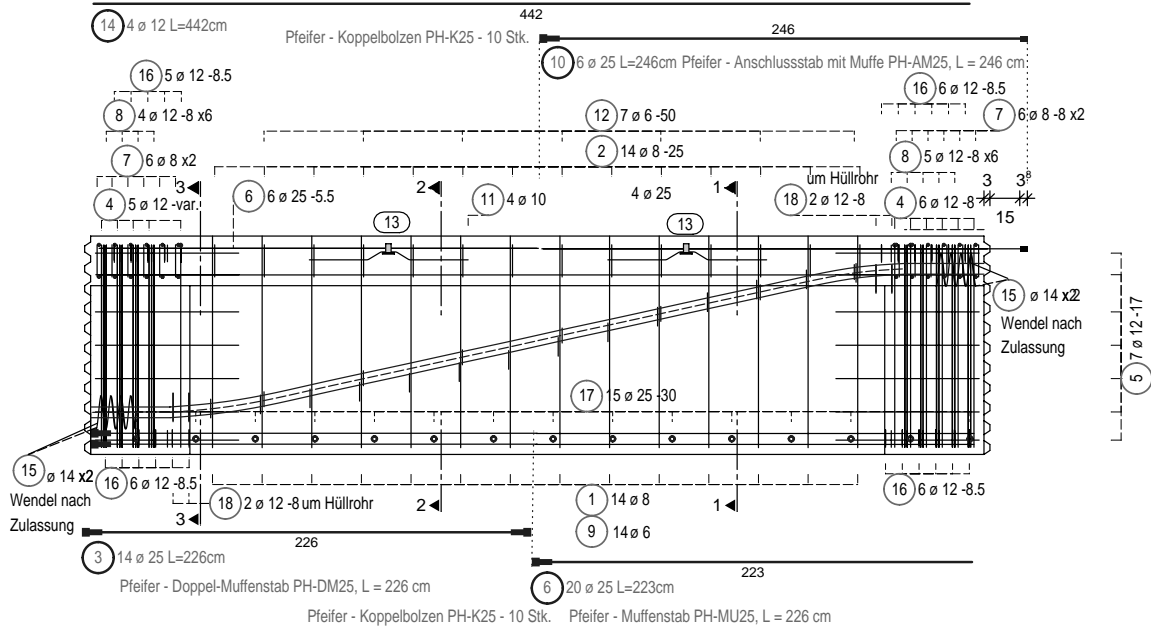
## Substrukturversuche

### Bewehrungsplan PB1

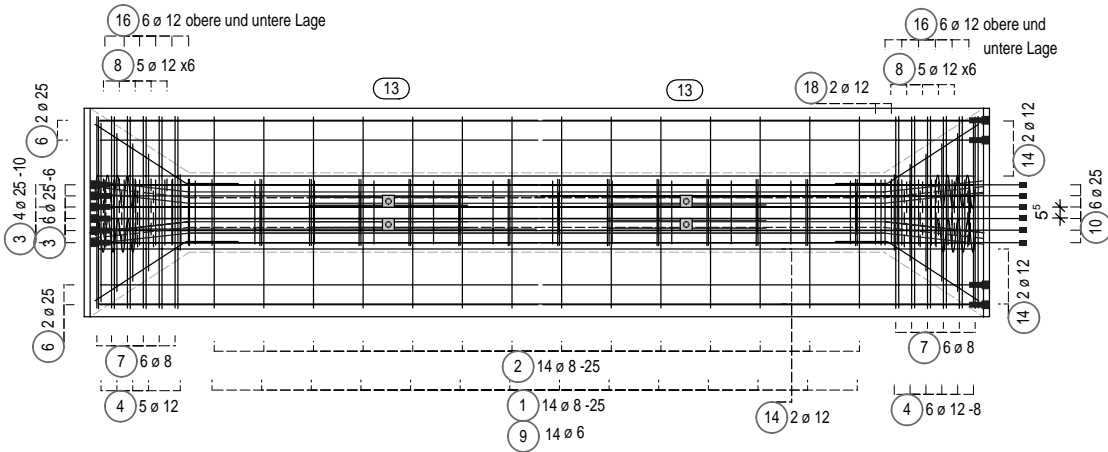
Maßstab 1:25

Lehrstuhl für Massivbau  
Technische Universität München  
gez. T. Ilieva

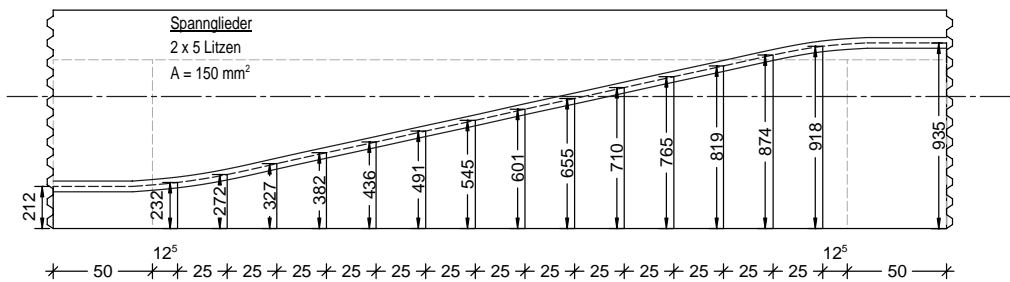
**Ansicht Bewehrung PB1**



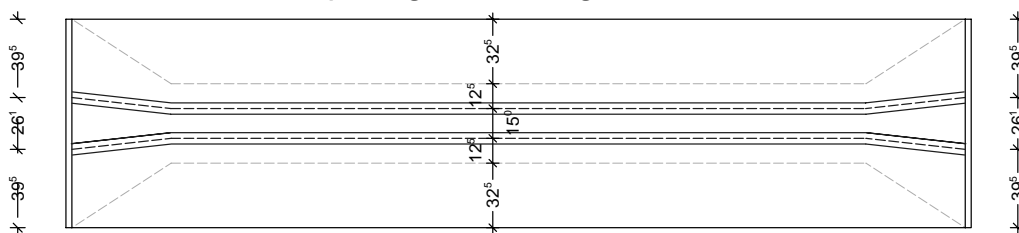
**Draufsicht**



**Seitenansicht - Spanngliedführung**

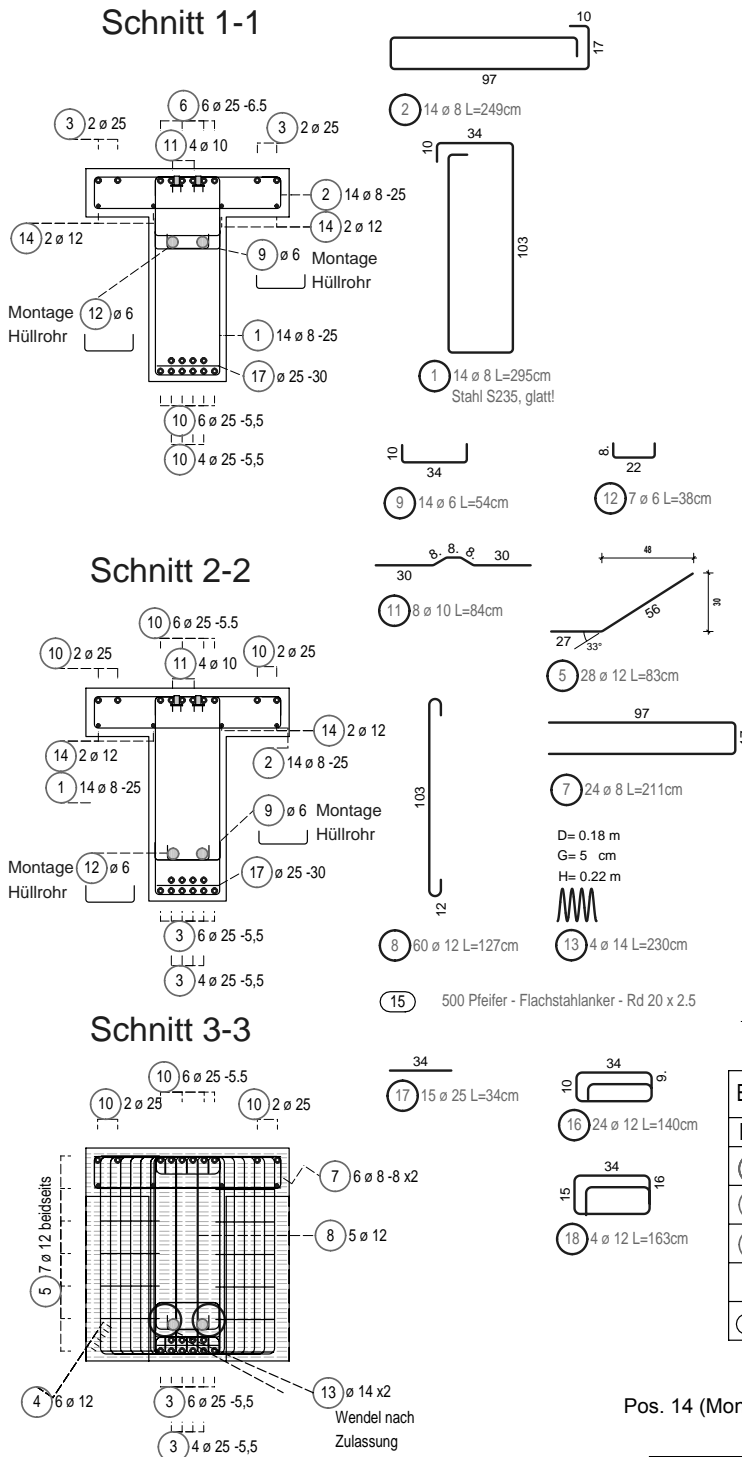


**Draufsicht - Spanngliedführung**



Bewehrung - PB 2 & 3

Stabliste



Pos.	Stck	ø	Einzel Länge	Gesamt Länge	Masse
		[mm]	[m]	[m]	[kg]
1	14	8	2.95	41.30	16.31
2	14	8	2.49	34.86	13.77
3	14	25	2.26	31.64	121.81
4	12	12	-X-	44.20	39.25
5	28	12	0.83	23.24	20.64
6	6	25	2.46	14.76	56.83
7	24	8	2.11	50.64	20.00
8	60	12	1.27	76.20	67.67
9	14	6	0.54	7.56	1.68
10	20	25	2.23	44.60	171.71
11	8	10	0.84	6.72	4.15
12	7	6	0.38	2.66	0.59
13	4	14	2.30	9.20	11.13
14	4	12	4.42	17.68	15.70
16	24	12	1.40	33.60	29.84
17	15	25	0.34	5.10	19.64
18	4	12	1.63	6.52	5.79

Gesamtmasse [kg]: 616.51

Form	Anzahl	Länge a [cm]	Länge Einzelstab [cm]	Länge Gesamt [cm]
4.1	2	39	316	632
4.2	2	50	338	676
4.3	2	60	358	716
4.4	2	70	378	756
4.5	2	81	400	800
4.6	2	91	420	840

Summe der Längen = 44.200 m

Pos.	Bezeichnungen	Stück
3	Pfeifer - Doppel-Muffenstab PH-DM25, L = 226 cm	14 St.
10	Pfeifer - Muffenstab PH-MU25, L = 226 cm	20 St.
6	Pfeifer - Anschlussstab mit Muffe PH-AM25, L = 246 cm	6 St.
	Pfeifer - Koppelbolzen PH-K25	20 St.
15	500 Pfeifer - Flachstahlanker - Rd 20 x 2,5	4 St.

Pos. 14 (Montagebewehrung) bei Versuch PB2 nicht vorhanden!

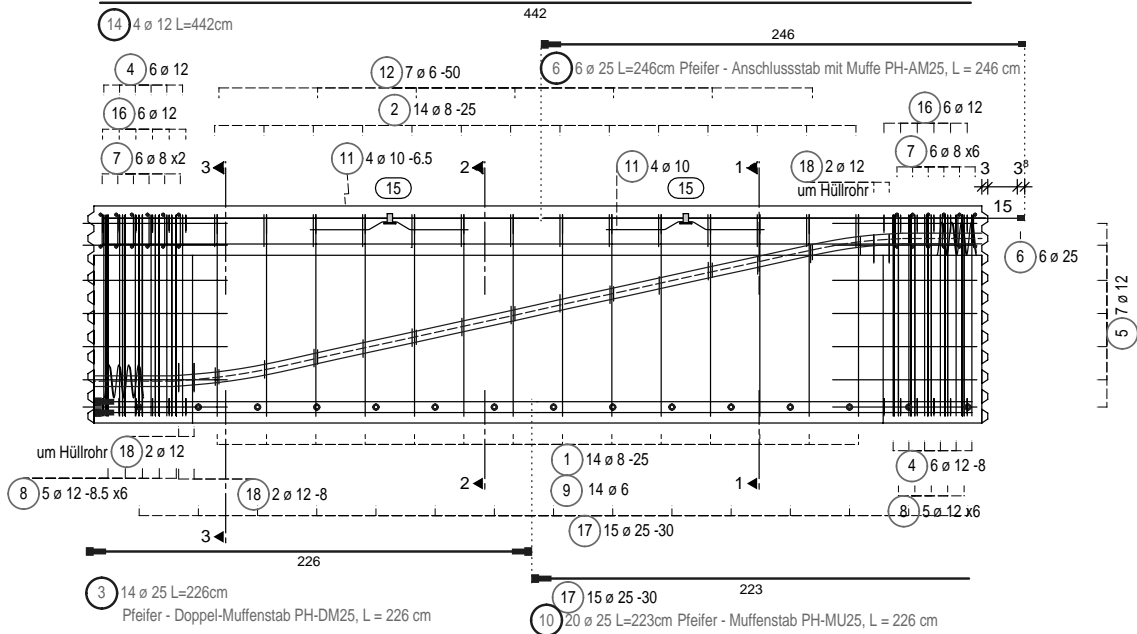
Inhalt: 2,99 m <sup>3</sup>		Gewicht: ca. 7,5 to	
Stück: 1 St.			
Lage	Expositionsklasse	Betongüte	Betondeckung
unten	XC1	C40/45	30 mm
oben	XC1	C40/45	40 mm
seitlich	XC1	C40/45	30 mm
B500 B Biegeradien nach DIN 1992-1-1			
ACHTUNG: Bügel aus Stahl S235 (Pos. 1)			

**Substrukturversuche**  
**Bewehrungsplan PB2 & PB3**

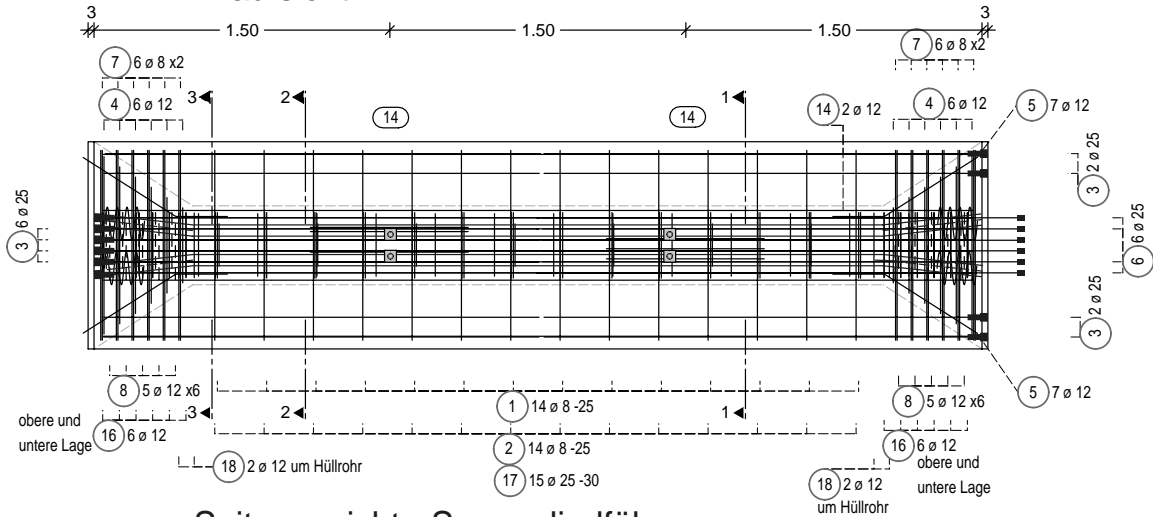
Maßstab 1:25

 Lehrstuhl für Massivbau  
Technische Universität München  
gez. T. Ilieva

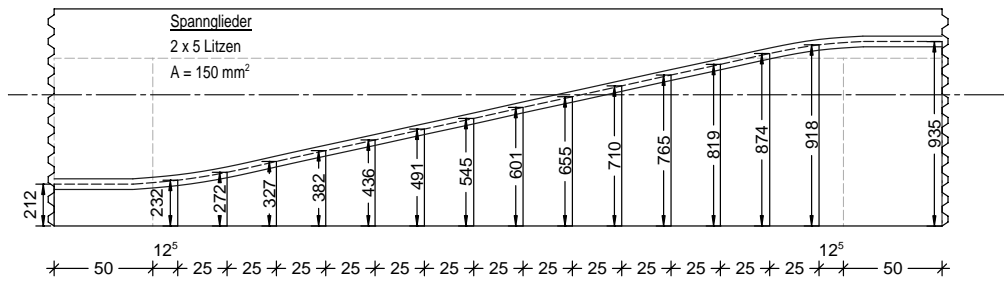
### Ansicht Bewehrung - PB 2 & 3



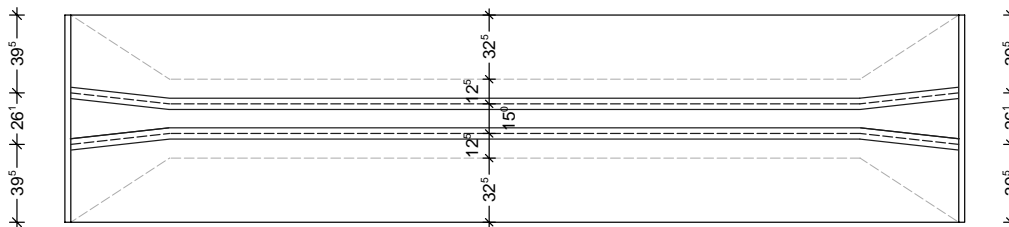
### Draufsicht



### Seitenansicht - Spanngliedführung

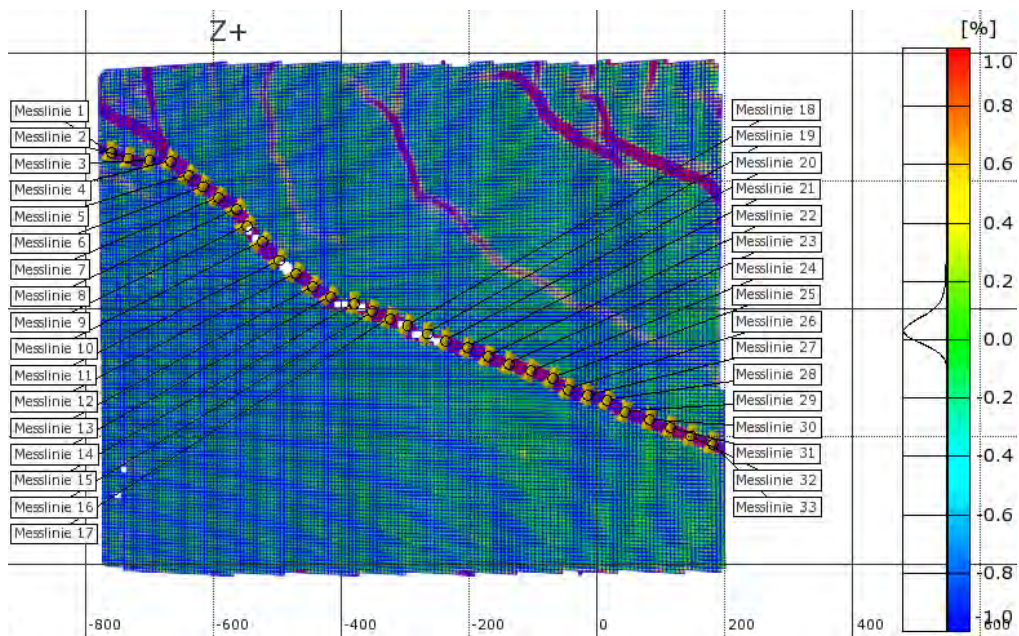


### Draufsicht - Spanngliedführung

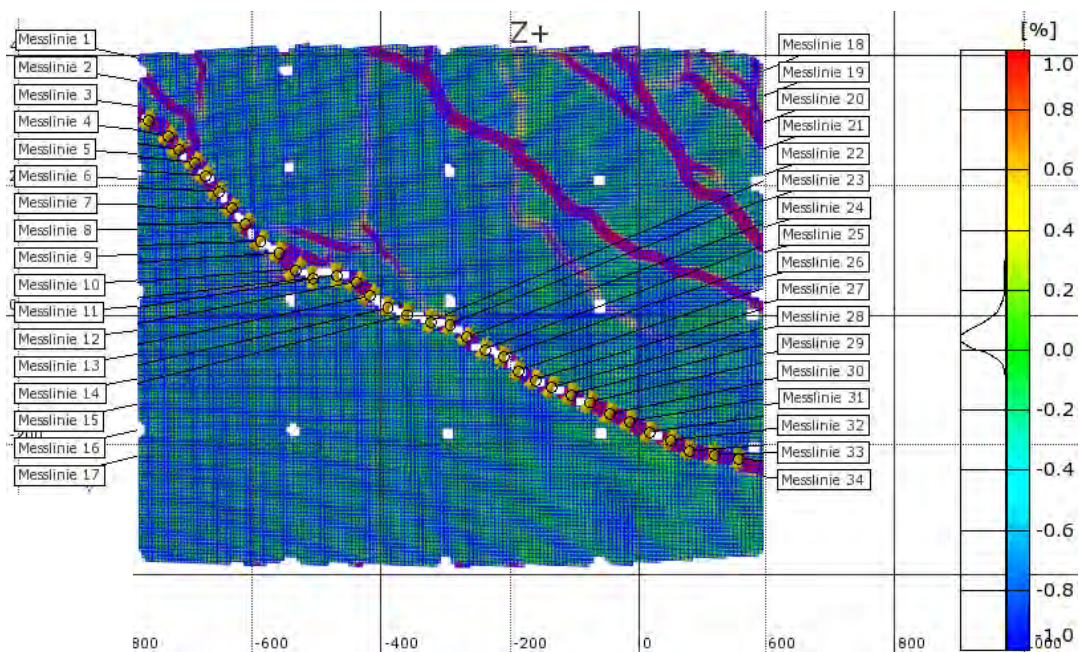


## A.18 Messstellen der Rissskinematik

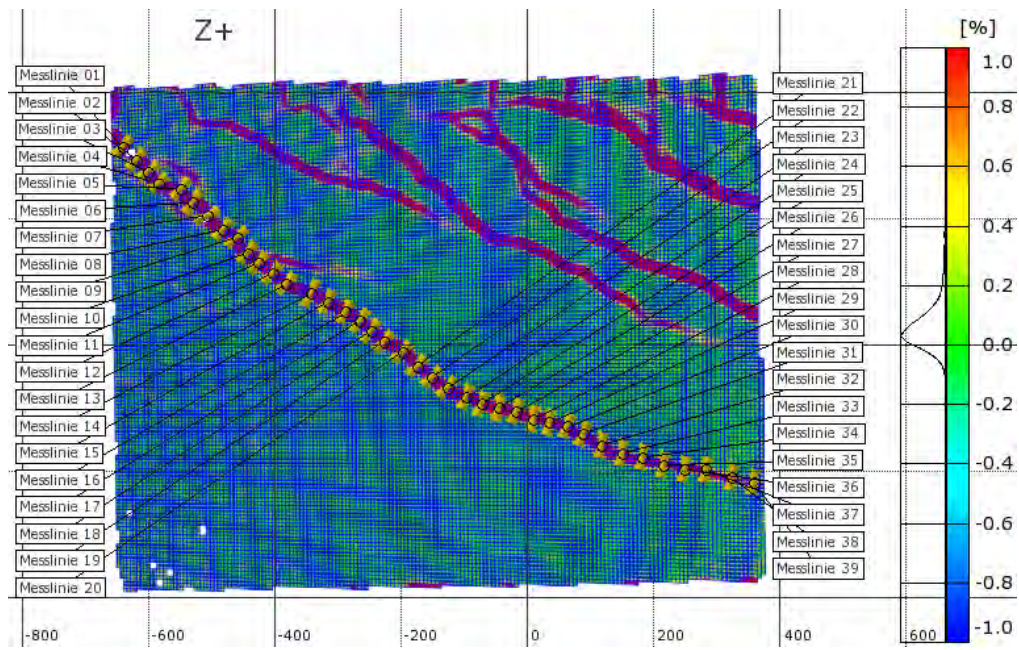
Nachfolgend werden die Punkte dargestellt, an denen die Rissskinematik aus den photogrammetrischen Messungen in Kapitel 3.7.4 für die Versuche R1, R2 und R11 ermittelt wurde.



**Abbildung A.55:** Messstellen der Rissskinematik aus den photogrammetrischen Messungen für Versuch R1

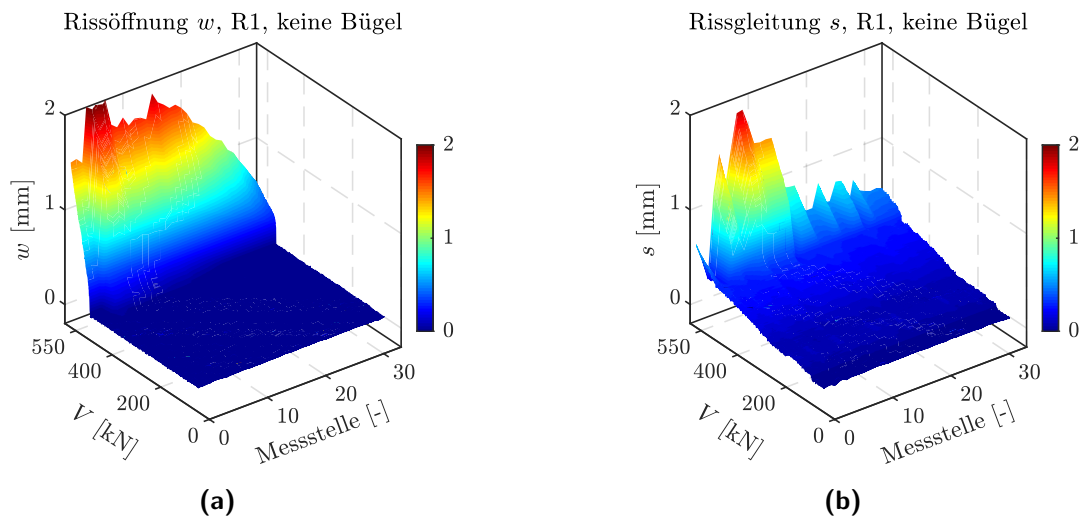


**Abbildung A.56:** Messstellen der Rissskinematik aus den photogrammetrischen Messungen für Versuch R2

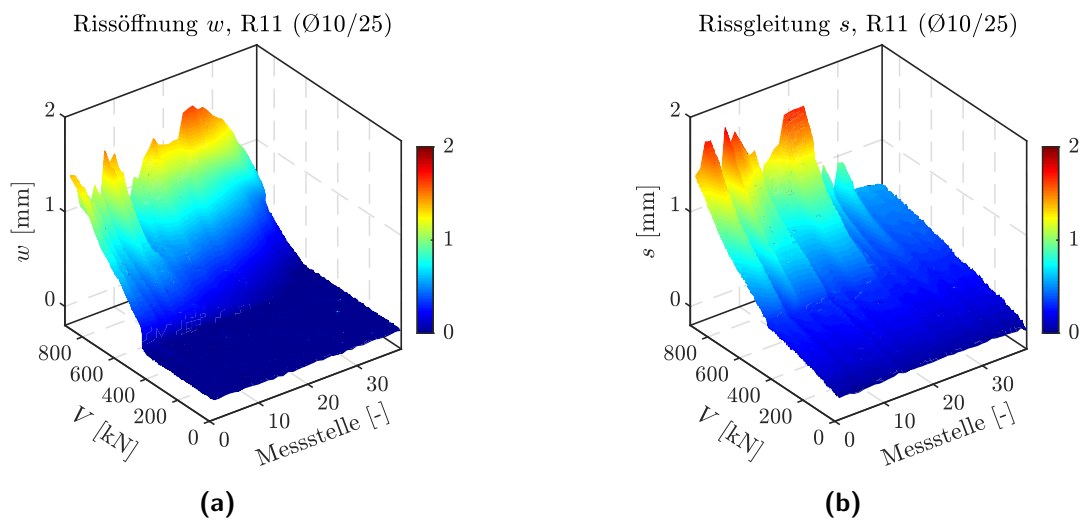


**Abbildung A.57:** Mesststellen der Risskinematik aus den photogrammetrischen Messungen für Versuch R11

## A.19 Ergänzende Auswertungen der Risskinematik



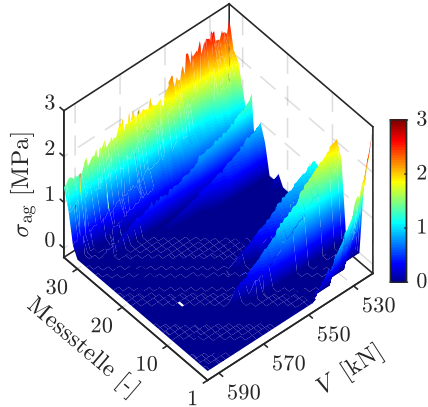
**Abbildung A.58:** (a) Rissöffnung  $w$  und (b) Rissgleitung  $s$ , für Versuch R1 (keine Bügelbewehrung) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend)



**Abbildung A.59:** (a) Rissöffnung  $w$  und (b) Rissgleitung  $s$ , für Versuch R11 ( $\varnothing 10/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend)

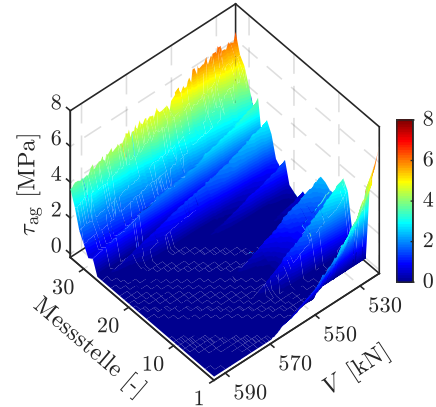
## A.20 Ergänzende Auswertungen der Rissreibung

$\sigma_{ag}$ , lin. Zweiphasenmodell, R1, keine Bügel



(a)

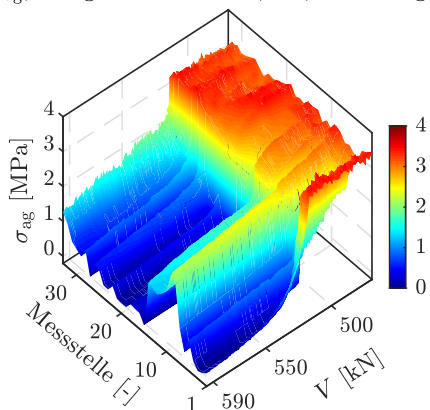
$\tau_{ag}$ , lin. Zweiphasenmodell, R1, keine Bügel



(b)

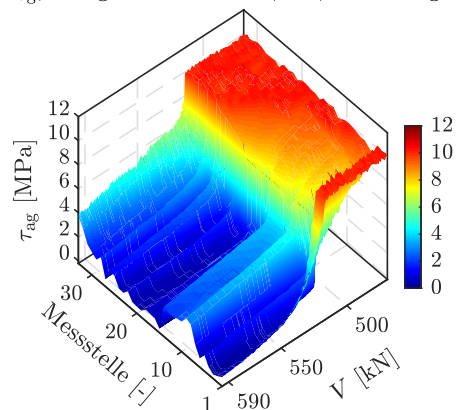
**Abbildung A.60:** (a) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (b) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R1 ( $\varnothing 6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem linearisierten Zweiphasenmodell von Walraven u. Reinhardt [1981]

$\sigma_{ag}$ , Rough Crack Model, R1, keine Bügel



(a)

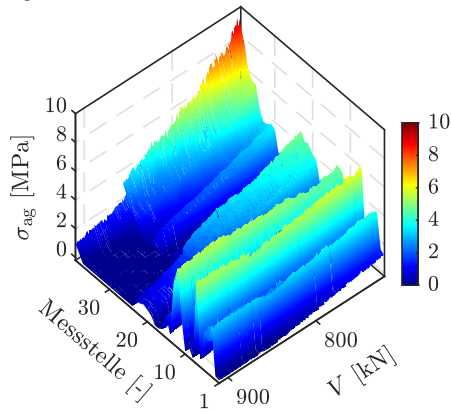
$\tau_{ag}$ , Rough Crack Model, R1, keine Bügel



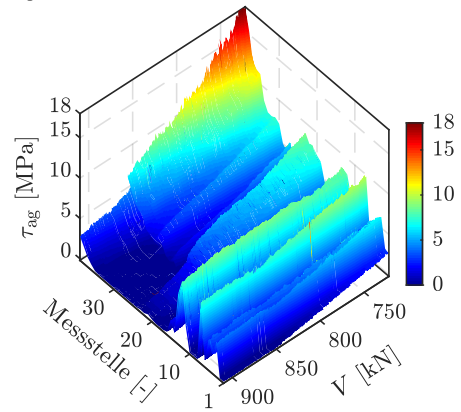
(b)

**Abbildung A.61:** (a) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (b) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R1 ( $\varnothing 6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem Rough Crack Model von Gambarova u. Karakoç [1983]



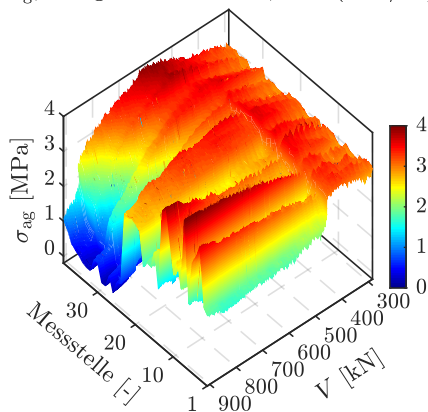
$\sigma_{ag}$ , lin. Zweiphasenmodell, R11 ( $\text{\O}10/25$ )

(a)

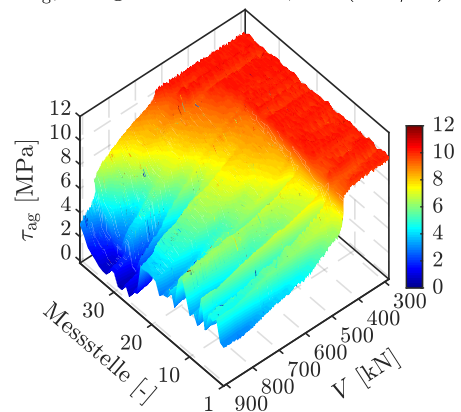
 $\tau_{ag}$ , lin. Zweiphasenmodell, R11 ( $\text{\O}10/25$ )

(b)

**Abbildung A.62:** (a) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  und (b) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R11 ( $\text{\O}6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem linearisierten Zweiphasenmodell von Walraven u. Reinhardt [1981]

 $\sigma_{ag}$ , Rough Crack Model, R11 ( $\text{\O}10/25$ )

(a)

 $\tau_{ag}$ , Rough Crack Model, R11( $\text{\O}10/25$ )

(b)

**Abbildung A.63:** (a) Normalspannung  $\sigma_{ag}$  im Riss und (b) Schubspannung  $\tau_{ag}$  im Riss, für Versuch R11 ( $\text{\O}6/25$ ) in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft und Lage entlang des kritischen Schubrisses (Messstellennummer in Richtung Druckzone zunehmend) nach dem Rough Crack Model von Gambarova u. Karakoç [1983]



## **B Anhang: Versuchsergebnisse Ausziehversuche**

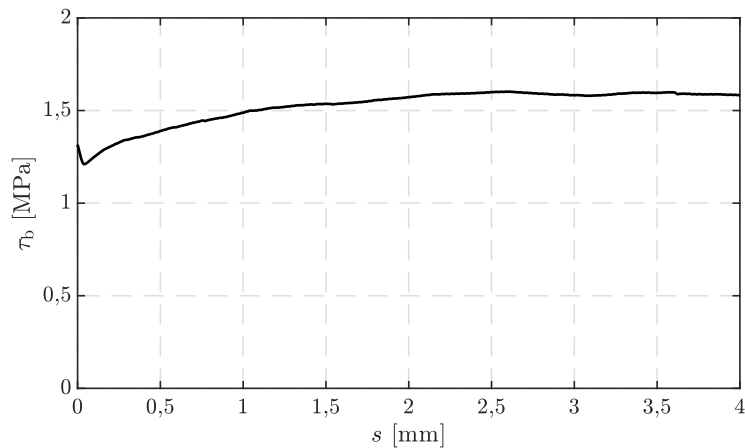
Anhang B stellt die Ergebnisse der einzelnen Ausziehversuche dar. Die Materialkennwerte des Betons und Stahls sind im Hauptdokument in Kapitel 3.6 direkt dokumentiert. Als Prüfkörpergeometrie wurde für alle Versuche ein Würfel mit 200 mm Kantenlänge gewählt.

Bei den Versuchen V18-C30-8-10, V27-C30-6-10, V30-C30-6-15, V45-C30-12-10 kam es leider zu einem Verlust der Messdaten, so dass eine Ausgabe nicht möglich ist.

### **B.1 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen**

**Versuchsbezeichnung: V1-C30-12-5**

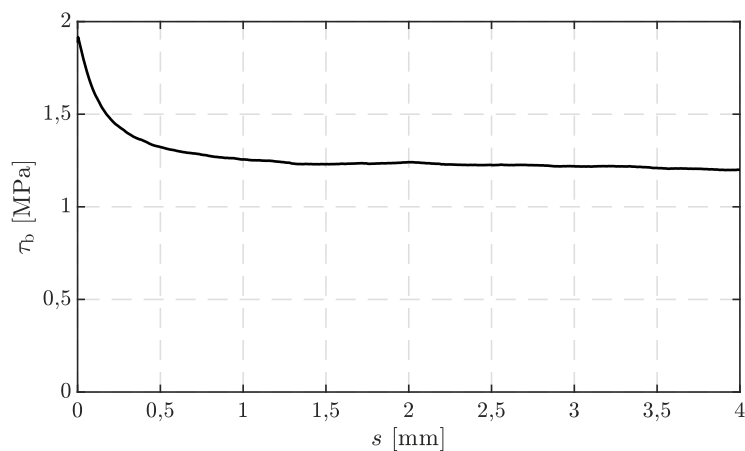
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 55,87 mm ( $4,66 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,28 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,25 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,49 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,60 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 2,61 mm

**Versuchsbezeichnung: V2-C30-12-5**

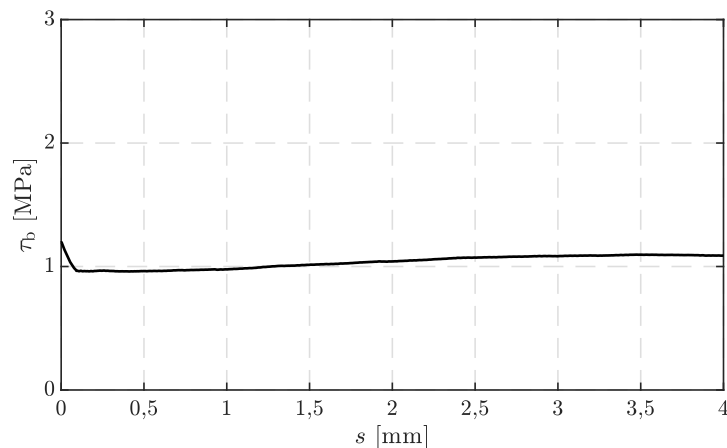
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 56,46 mm ( $4,71 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,89 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,62 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,26 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,92 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,003 mm

**Versuchsbezeichnung: V3-C30-12-5**

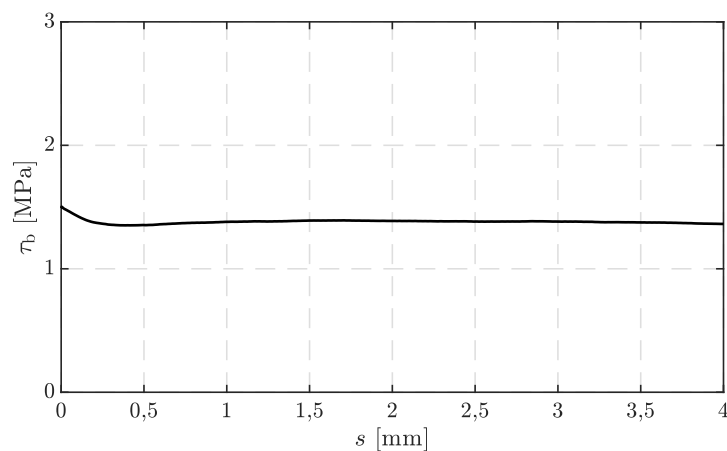
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 59,76 mm (4,98  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,17 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,97 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,98 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 2,30 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V4-C30-12-10**

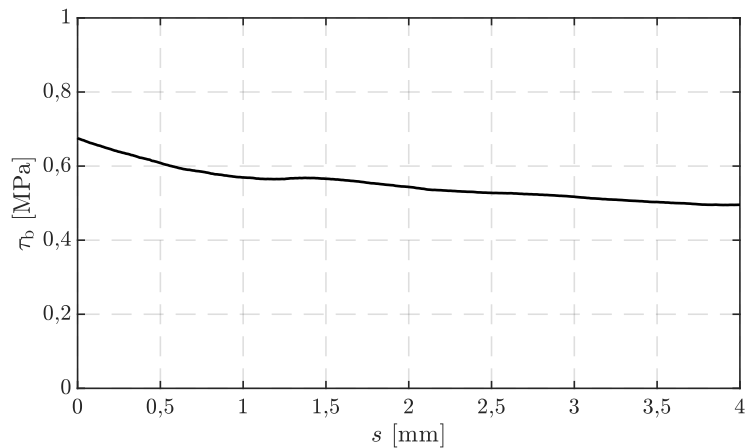
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 117,34 mm (9,78  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,15 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,49 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,43 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,38 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 2,20 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V5-C30-12-10**

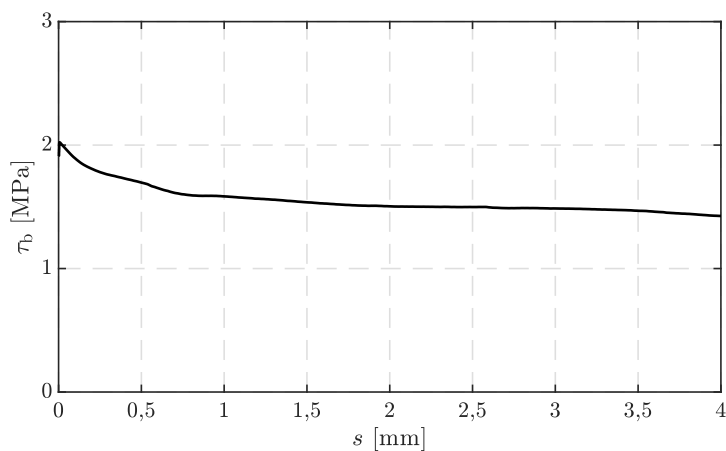
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 119,33 mm (9,96  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,15 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,67 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,66 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,57 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 0,68 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V6-C30-12-10**

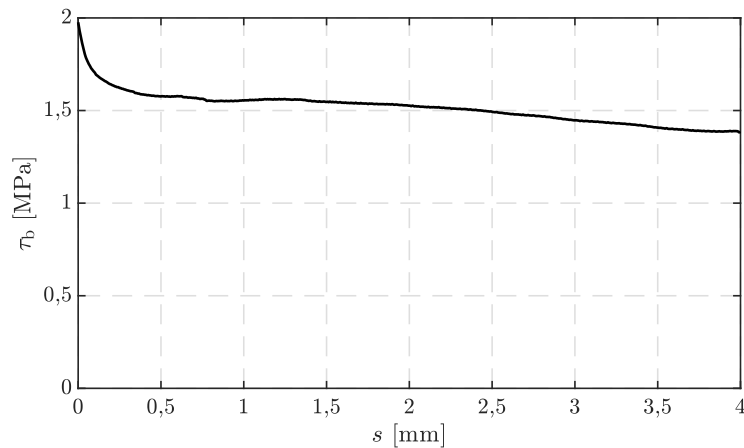
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 119,33 mm (9,94  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,15 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 2,02 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,89 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,58 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,02 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 0,006 mm

**Versuchsbezeichnung: V7-C40-12-5**

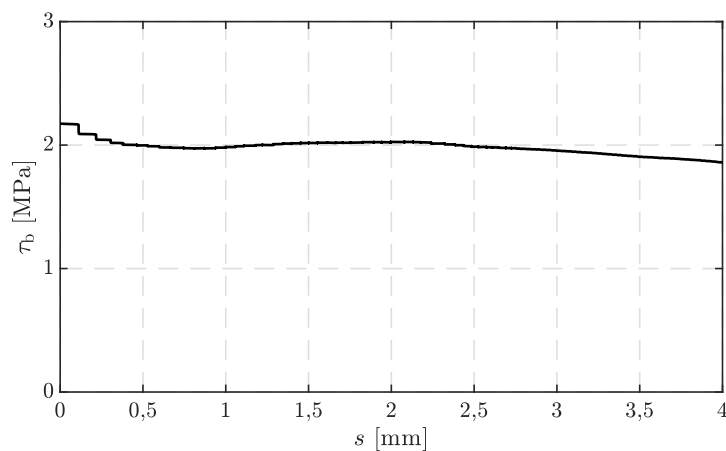
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 60,96 mm (5,08  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,92 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,70 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,55 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,98 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,000 mm

**Versuchsbezeichnung: V8-C40-12-5**

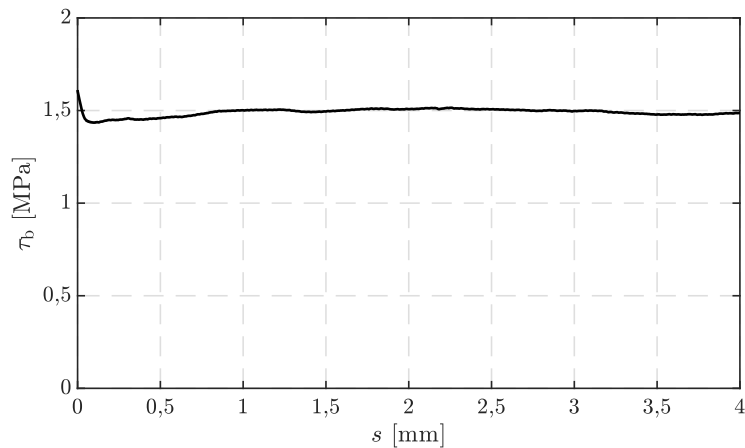
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 58,42 mm (4,87  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 2,17 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 2,17 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,98 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 2,17 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,000 mm

**Versuchsbezeichnung: V9-C40-12-5**

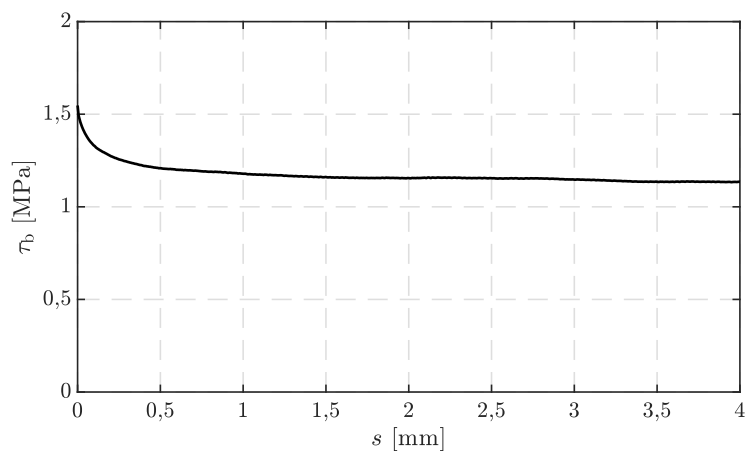
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 58,94 mm (4,91  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,56 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,43 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,50 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,61 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,000 mm

**Versuchsbezeichnung: V10-C40-12-10**

Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 120,28 mm (10,02  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

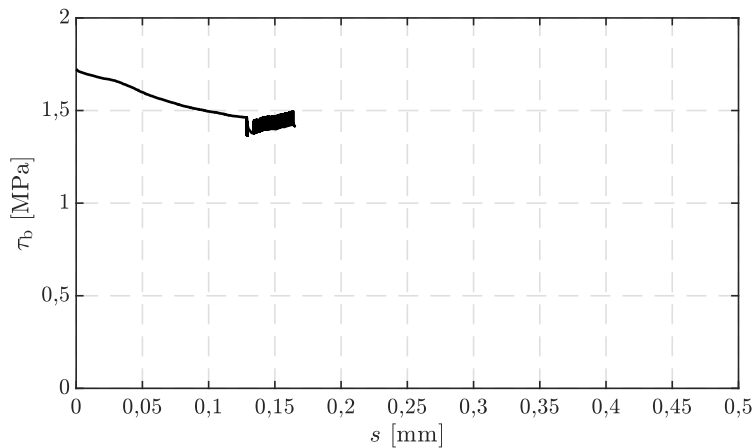
**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,48 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,33 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,18 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,55 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,000 mm



**Versuchsbezeichnung: V11-C40-12-10**

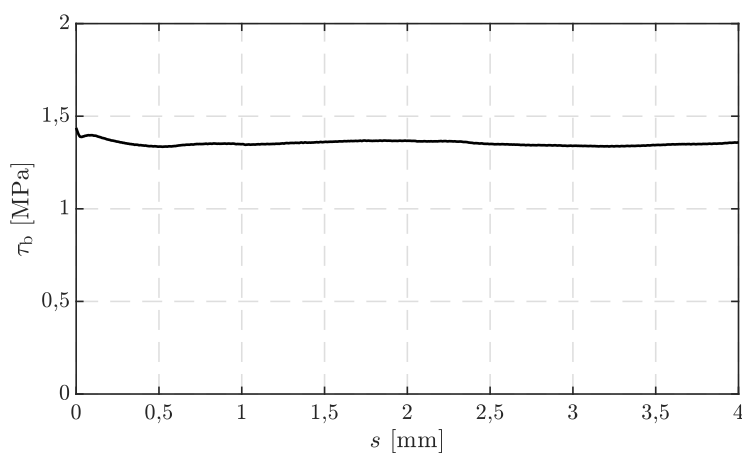
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 119,90 mm (9,99  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,69 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,50 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,00 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,72 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,00 mm

**Versuchsbezeichnung: V12-C40-12-10**

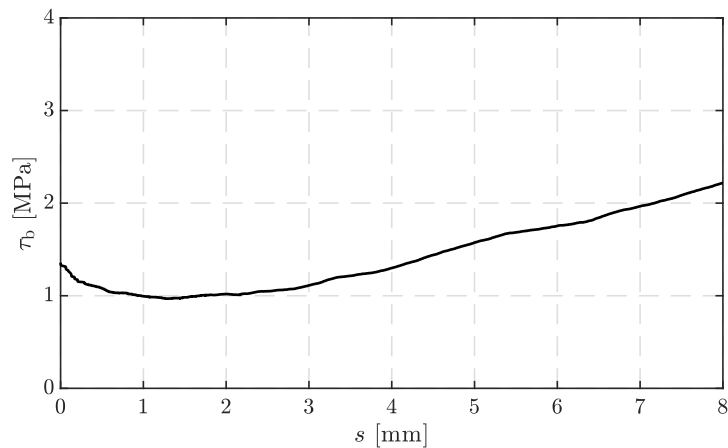
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 119,55 mm (9,96  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,41 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,40 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,35 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,91 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V13-C30-8-5**

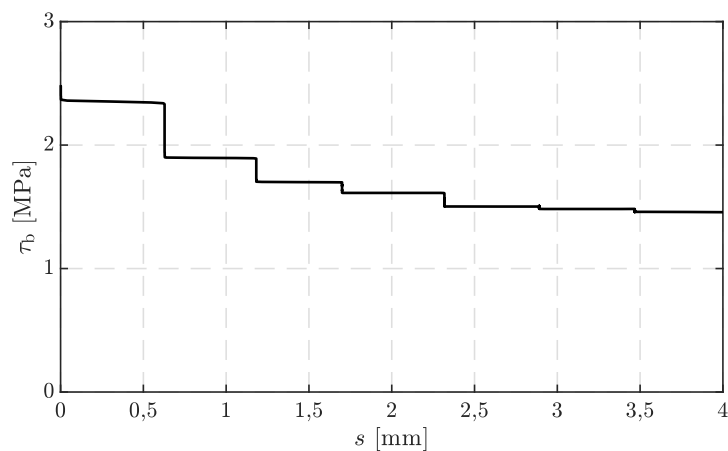
Stabdurchmesser: 8 mm      Gemessene Verbundl.: 39,87 mm ( $4,98 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 40 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,921 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 14,883 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,33 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,26 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,00 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 3,72 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V14-C30-8-5**

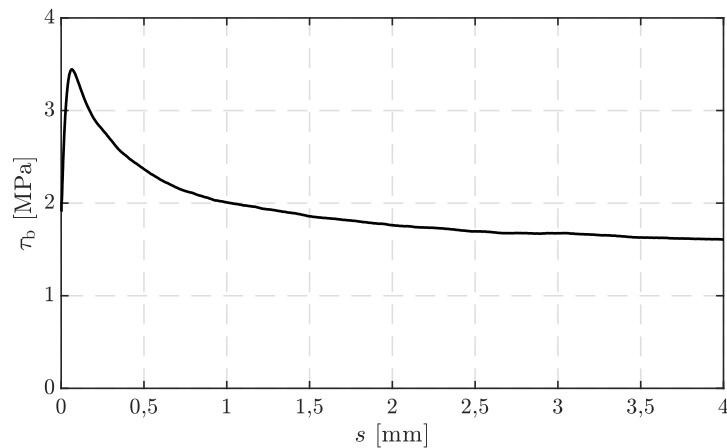
Stabdurchmesser: 8 mm      Gemessene Verbundl.: 40,22 mm ( $5,04 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 40 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,921 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 14,883 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 2,37 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 2,36 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,90 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,49 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 0,000 mm

**Versuchsbezeichnung: V15-C30-8-5**

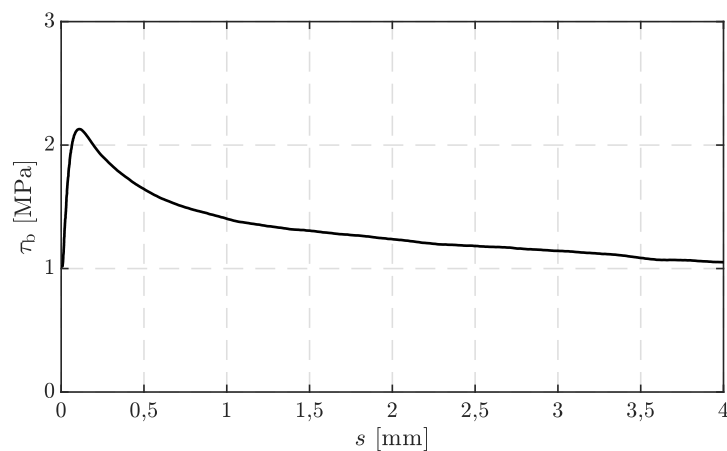
Stabdurchmesser: 8 mm      Gemessene Verbundl.: 39,34 mm (4,92  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 40 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,921 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 14,883 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 2,34 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 3,32 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 2,01 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 3,44 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 0,064 mm

**Versuchsbezeichnung: V16-C30-8-10**

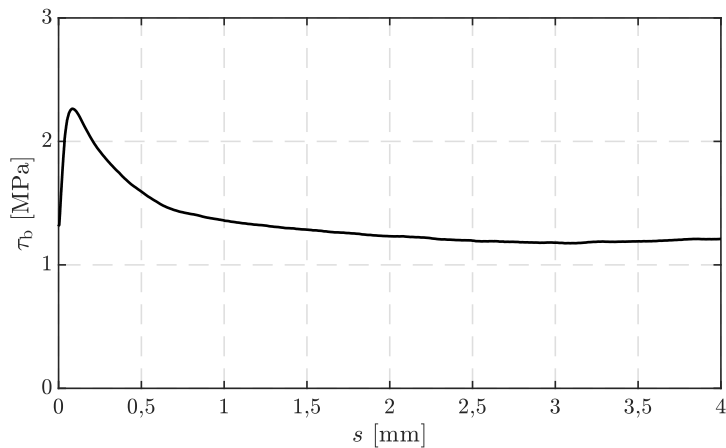
Stabdurchmesser: 8 mm      Gemessene Verbundl.: 80,22 mm (10,03  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 80 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,921 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 14,883 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,04 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 2,13 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,40 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,13 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 0,109 mm

**Versuchsbezeichnung: V17-C30-8-10**

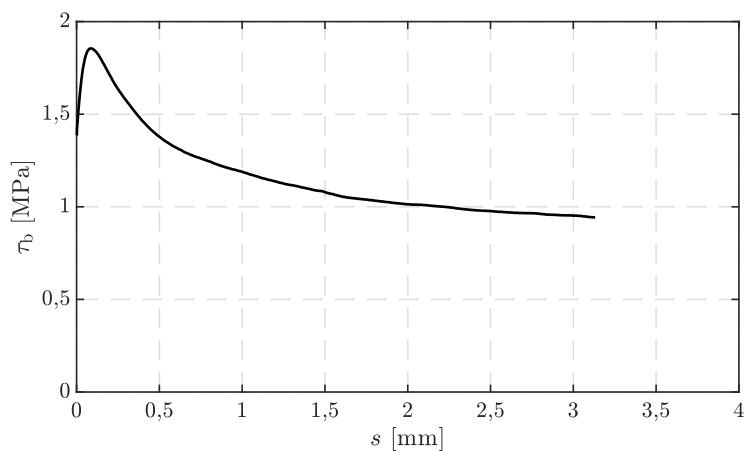
Stabdurchmesser: 8 mm      Gemessene Verbundl.: 79,85 mm (9,98  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 80 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,921 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 14,883 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,45 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 2,25 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,36 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,26 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 0,082 mm

**Versuchsbezeichnung: V19-C30-8-15**

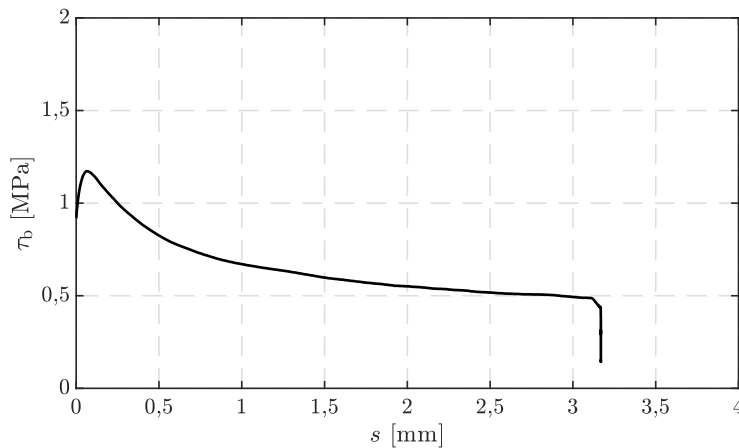
Stabdurchmesser: 8 mm      Gemessene Verbundl.: 119,30 mm (14,91  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,921 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 14,883 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,51 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,85 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,19 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 1,85 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 0,083 mm

**Versuchsbezeichnung: V20-C30-8-15**

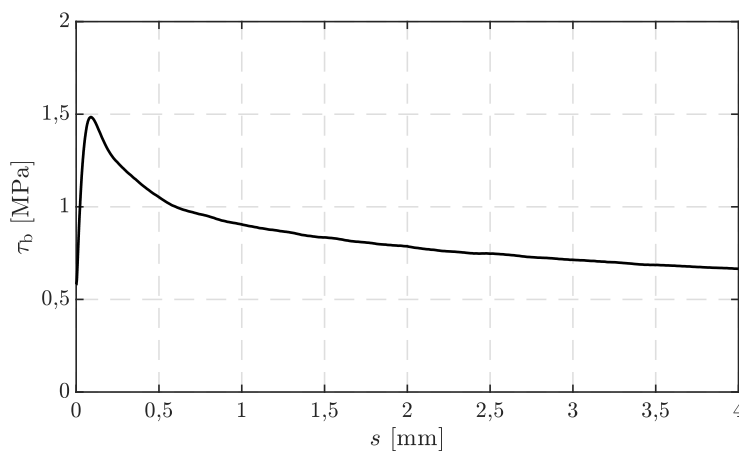
Stabdurchmesser: 8 mm      Gemessene Verbundl.: 118,04 mm (14,76  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,921 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 14,883 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,01 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,15 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,67 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,17 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,064 mm

**Versuchsbezeichnung: V21-C30-8-15**

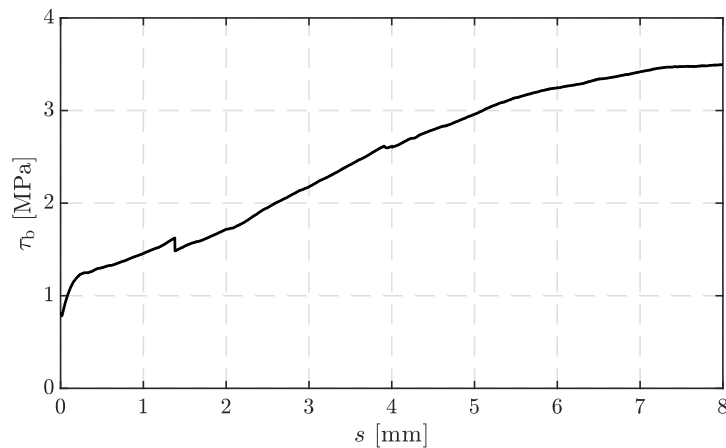
Stabdurchmesser: 8 mm      Gemessene Verbundl.: 119,38 mm (14,92  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,921 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 14,883 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,72 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,48 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,90 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,48 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,089 mm

**Versuchsbezeichnung: V22-C30-6-5**

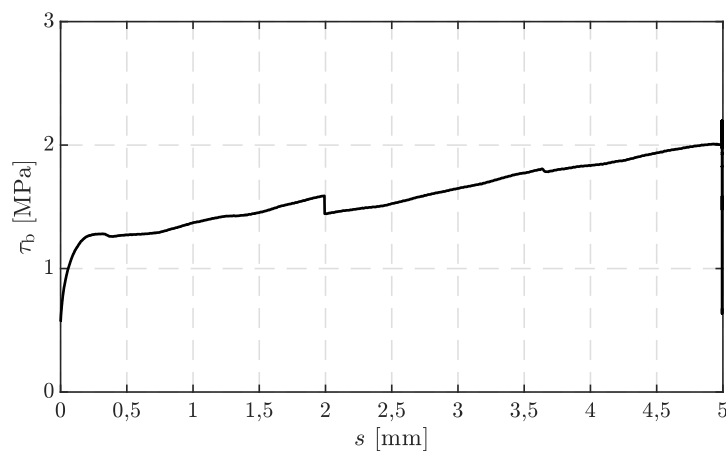
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 29,66 mm ( $4,94 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,80 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,04 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,46 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 3,50 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,96 mm

**Versuchsbezeichnung: V23-C30-6-5**

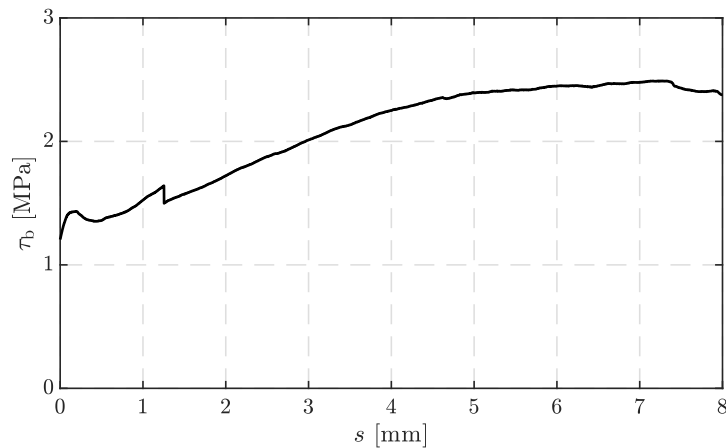
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 28,91 mm ( $4,82 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,71 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,12 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,37 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,20 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 4,99 mm

**Versuchsbezeichnung: V24-C30-6-5**

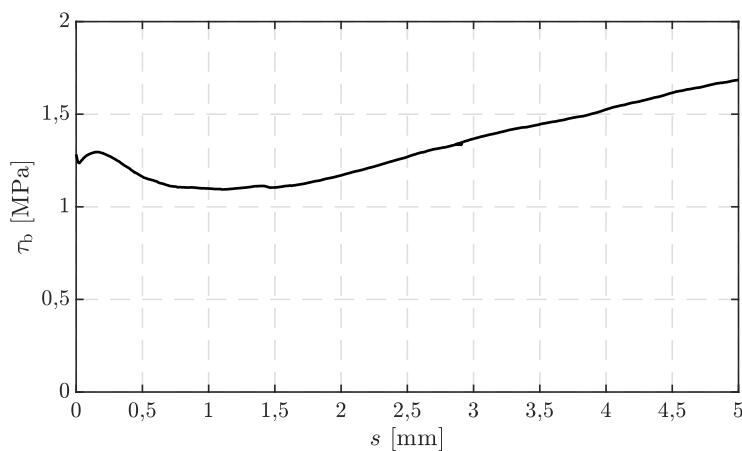
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 29,52 mm ( $4,92 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,24 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,41 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,52 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 2,49 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 7,23 mm

**Versuchsbezeichnung: V25-C30-6-10**

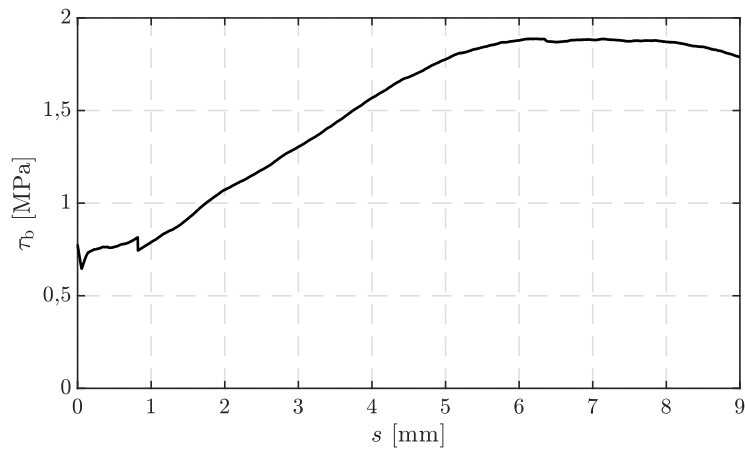
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 58,86 mm ( $9,81 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $10 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,25 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,28 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,10 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,84 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V26-C30-6-10**

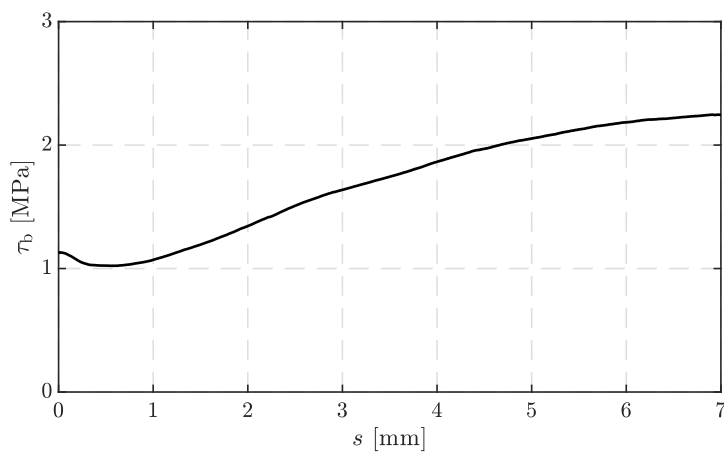
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 58,66 mm (9,78  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,75 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,70 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,79 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 1,89 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 6,22 mm

**Versuchsbezeichnung: V28-C30-6-15**

Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 93,15 mm (15,53  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 90 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

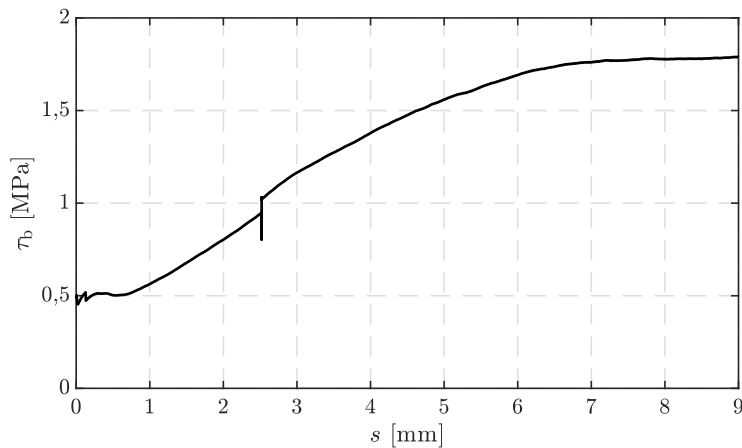
**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,13 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,11 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,07 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,25 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,08 mm



**Versuchsbezeichnung: V29-C30-6-15**

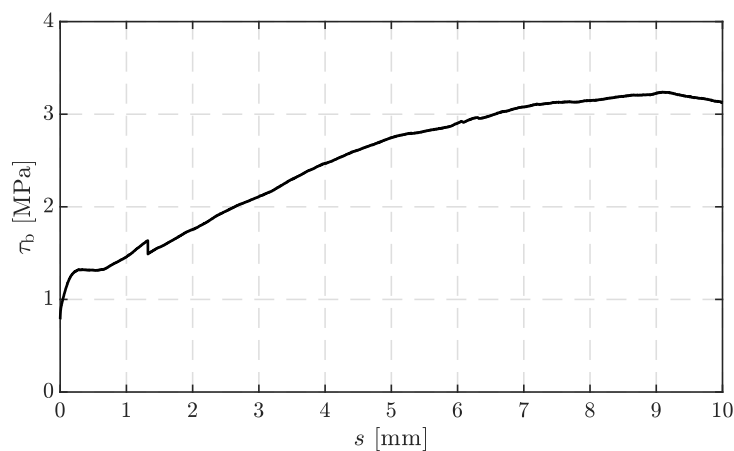
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 91,19 mm (15,20  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 90 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,48 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,51 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,56 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,79 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 9,02 mm

**Versuchsbezeichnung: V31-C40-6-5**

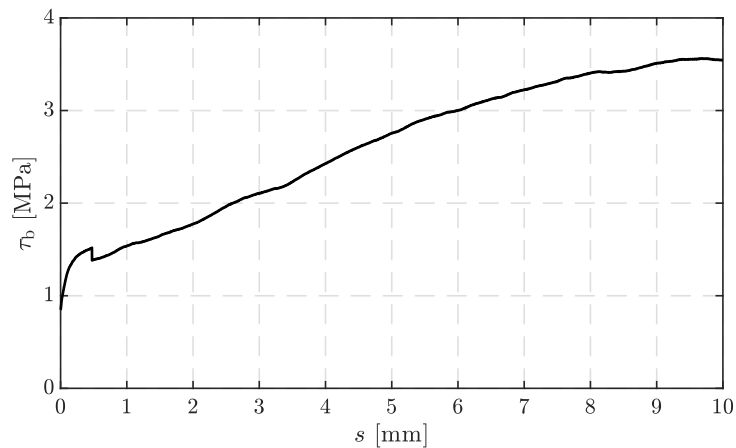
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 28,90 mm (4,82  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,90 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,15 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,46 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 3,24 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 9,09 mm

**Versuchsbezeichnung: V32-C40-6-5**

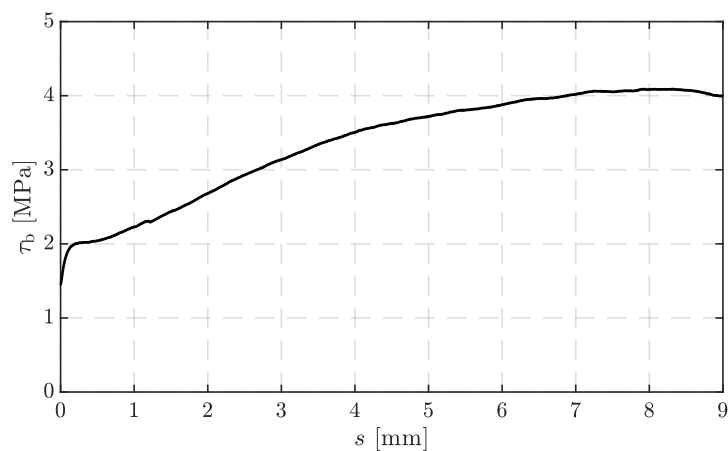
Stabdurchmesser: 6 mm                      Gemessene Verbundl.: 30,89 mm ( $5,15 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50                      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm ( $5 d_s$ )                      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,90 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{0,1}$ : 1,24 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{1,0}$ : 1,54 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 3,57 N/mm<sup>2</sup>                       $s_{0,\max}$ : 10,29 mm

**Versuchsbezeichnung: V33-C40-6-5**

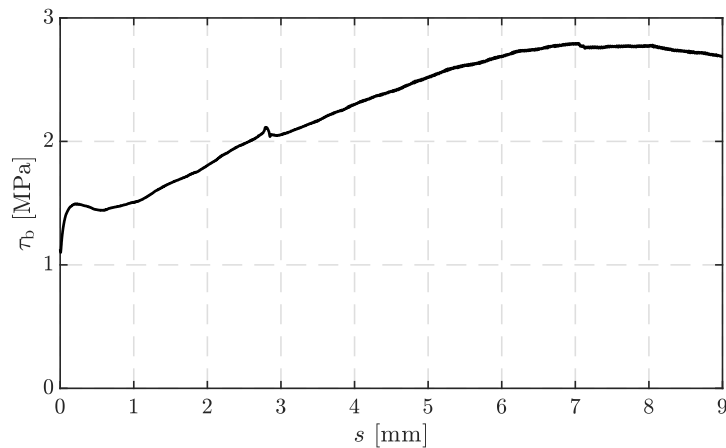
Stabdurchmesser: 6 mm                      Gemessene Verbundl.: 30,14 mm ( $5,02 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50                      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm ( $5 d_s$ )                      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,49 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{0,1}$ : 1,90 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{1,0}$ : 2,22 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 4,09 N/mm<sup>2</sup>                       $s_{0,\max}$ : 8,32 mm

**Versuchsbezeichnung: V34-C40-6-10**

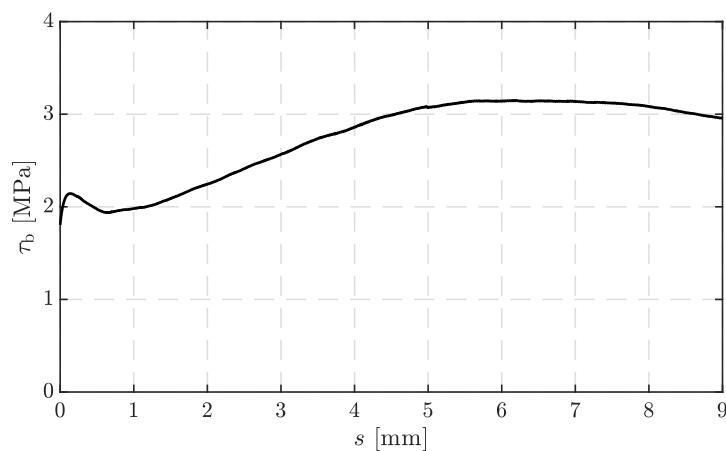
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 62,06 mm (10,34  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,12 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,44 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,51 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,79 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,02 mm

**Versuchsbezeichnung: V35-C40-6-10**

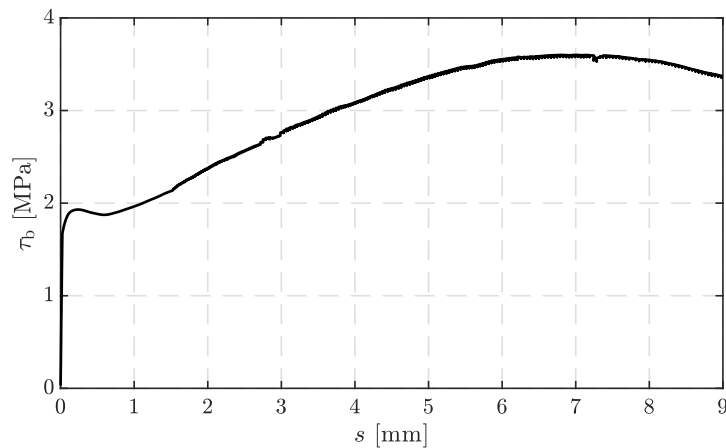
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 60,63 mm (10,11  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,88 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 2,13 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,98 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 3,15 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 6,20 mm

**Versuchsbezeichnung: V36-C40-6-10**

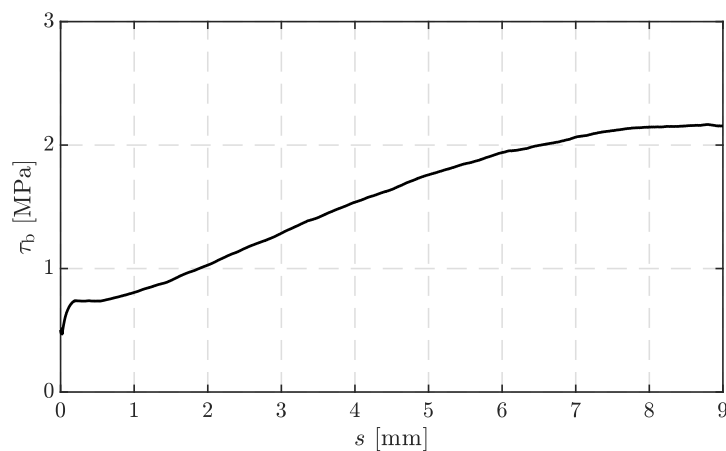
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 59,86 mm (9,98  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,67 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,90 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,98 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 3,70 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,42 mm

**Versuchsbezeichnung: V37-C40-6-15**

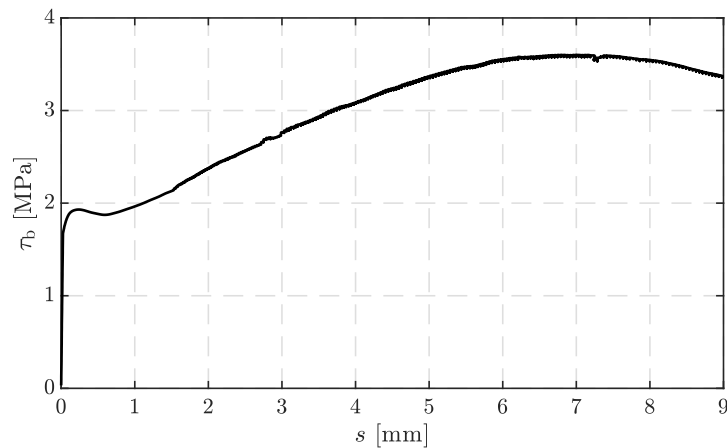
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 91,66 mm (15,28  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 90 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,48 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,67 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,81 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,17 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 8,79 mm

**Versuchsbezeichnung: V38-C40-6-15**

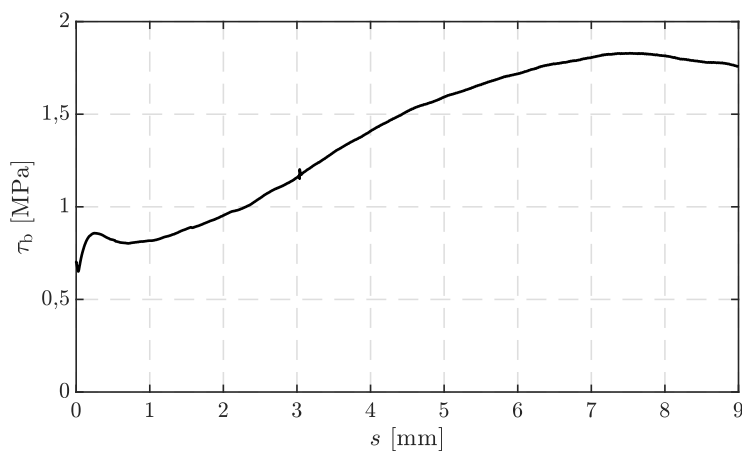
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 88,65 mm (14,78  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 90 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,01 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,45 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,47 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 2,38 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 6,75 mm

**Versuchsbezeichnung: V39-C40-6-15**

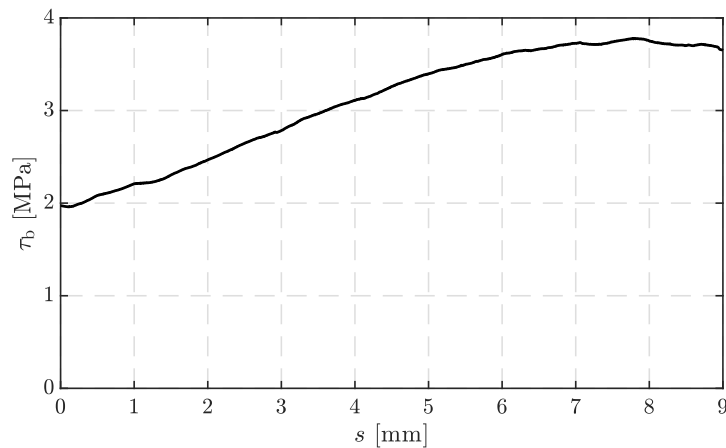
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 90,56 mm (15,09  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 90 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,68 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,77 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,82 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,83 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 7,52 mm

**Versuchsbezeichnung: V40-C40-6-5**

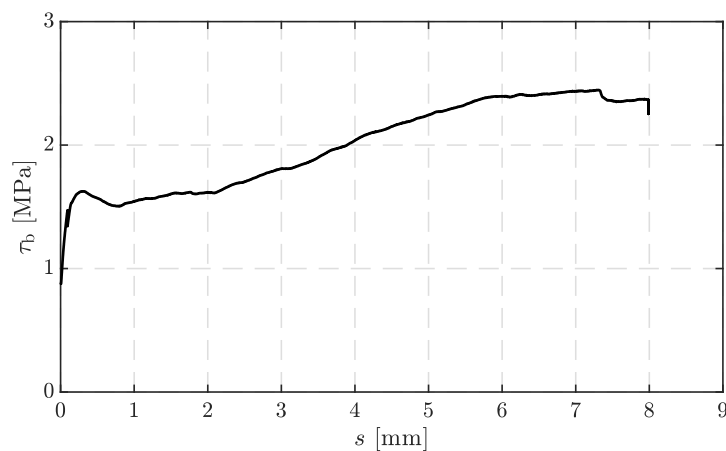
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 31,42 mm ( $5,24 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,97 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,96 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 2,21 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 3,78 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,80 mm

**Versuchsbezeichnung: V41-C30-6-5**

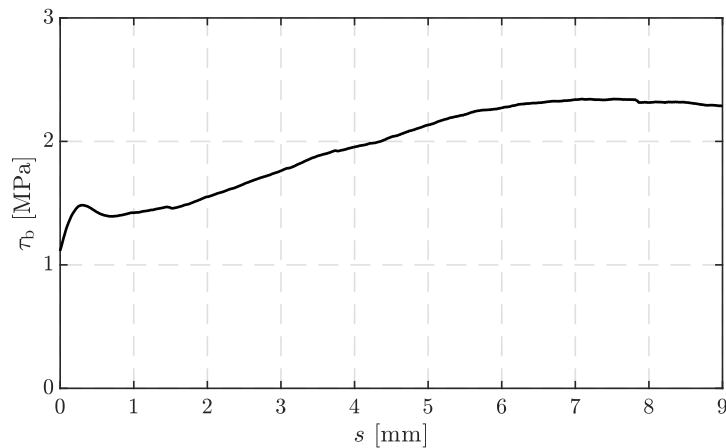
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 31,96 mm ( $5,33 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,90 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,37 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,54 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,45 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,28 mm

**Versuchsbezeichnung: V42-C30-6-10**

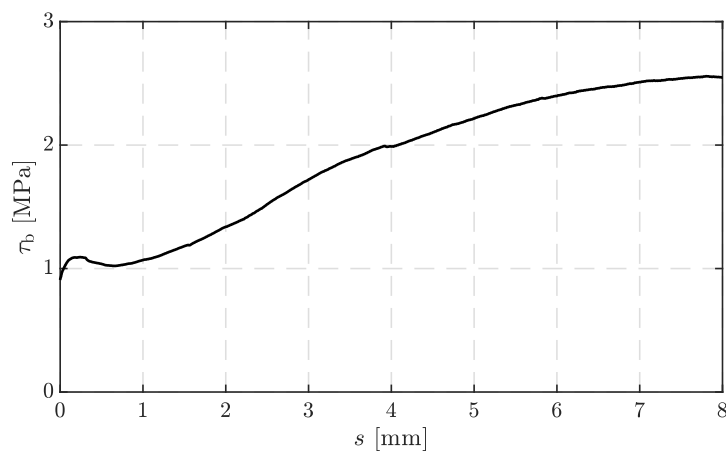
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 59,01 mm (9,84  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,14 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,32 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,42 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,34 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,09 mm

**Versuchsbezeichnung: V43-C30-6-10**

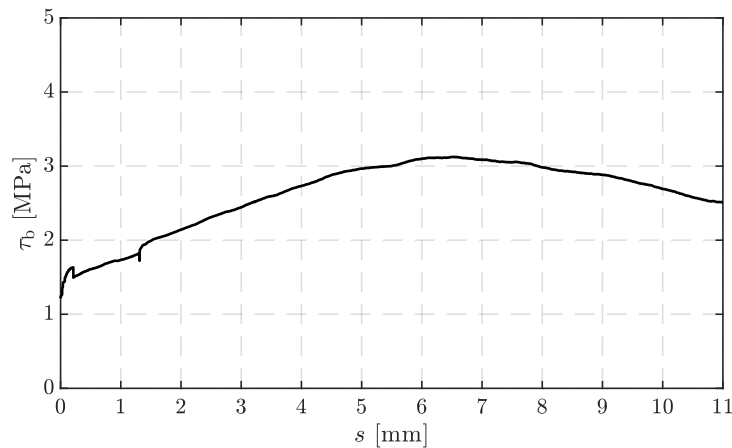
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 60,33 mm (10,06  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,93 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,07 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,07 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,56 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,80 mm

**Versuchsbezeichnung: V44-C30-6-5**

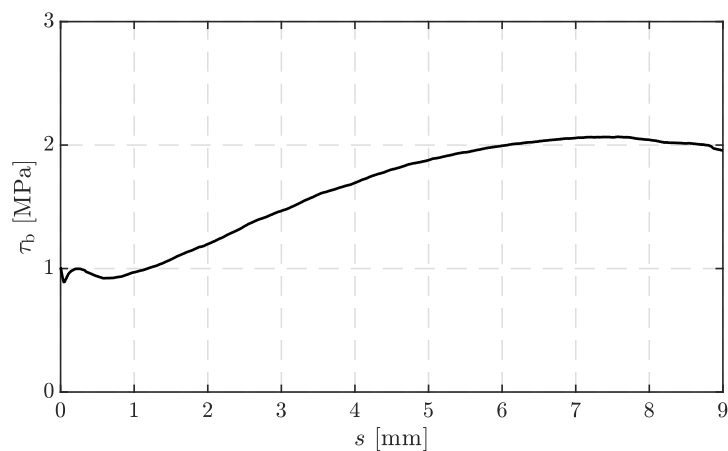
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 29,65 mm ( $4,94 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,15 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,25 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,54 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,73 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 4,06 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V46-C30-6-10**

Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 58,81 mm ( $9,80 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $10 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

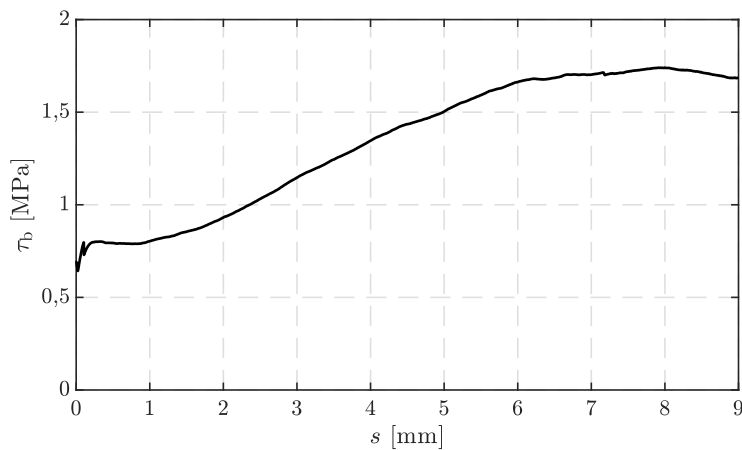
**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,98 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,95 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,97 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,07 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,57 mm



**Versuchsbezeichnung: V47-C30-6-10**

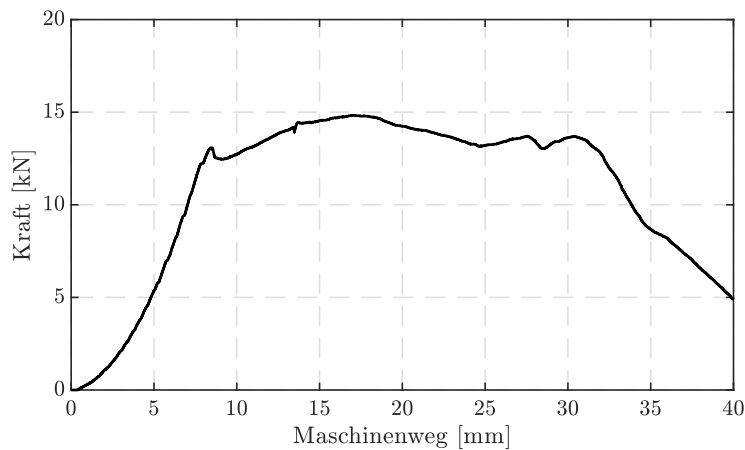
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 60,64 mm (10,11  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C30/37      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,67 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,79 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,80 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 1,74 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,91 mm

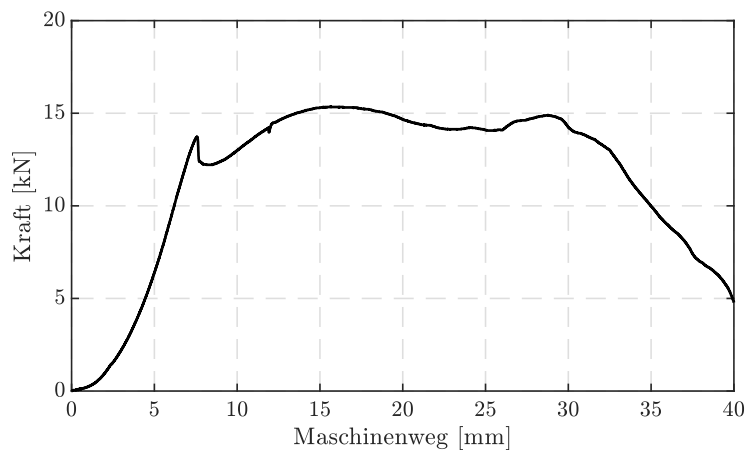
**Versuchsbezeichnung: V48-C40-6-10**

Stabdurchmesser: 6 mm      Biegerollendurchmesser: 2  $d_s$   
 Betonfestigkeit: C40/50      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 gerade Hakenvorlänge: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$   
 Maximallast: 14,83 kN

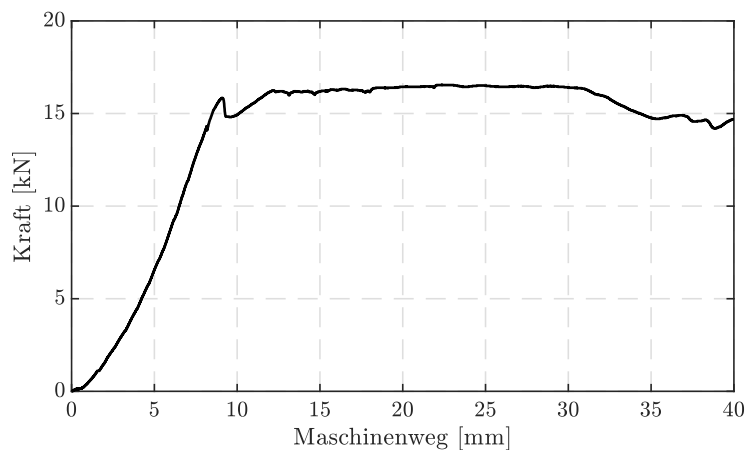
**Last-Verformungs-Beziehung - Versuchskörper mit Haken am Stabende**

**Versuchsbezeichnung: V49-C40-6-10**

Stabdurchmesser:	6 mm	Biegerollendurchmesser:	$2 d_s$
Betonfestigkeit:	C40/50	Prüfgeschwindigkeit:	0,10 mm/s
gerade Hakenvorlänge:	60 mm ( $10 d_s$ )	Rauigkeit Stahl:	$R_a = 1,213 \mu\text{m}$ , $R_z = 7,188 \mu\text{m}$
Maximallast:	15,36 kN		

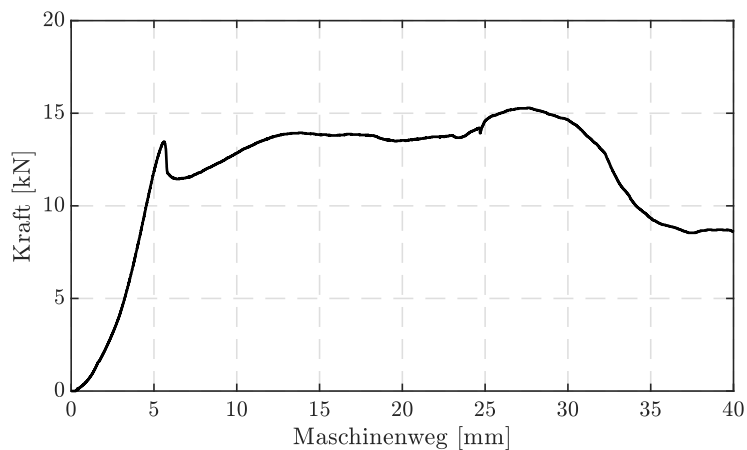
**Last-Verformungs-Beziehung - Versuchskörper mit Haken am Stabende****Versuchsbezeichnung: V50-C40-6-15**

Stabdurchmesser:	6 mm	Biegerollendurchmesser:	$2 d_s$
Betonfestigkeit:	C40/50	Prüfgeschwindigkeit:	0,10 mm/s
gerade Hakenvorlänge:	90 mm ( $15 d_s$ )	Rauigkeit Stahl:	$R_a = 1,213 \mu\text{m}$ , $R_z = 7,188 \mu\text{m}$
Maximallast:	16,56 kN		

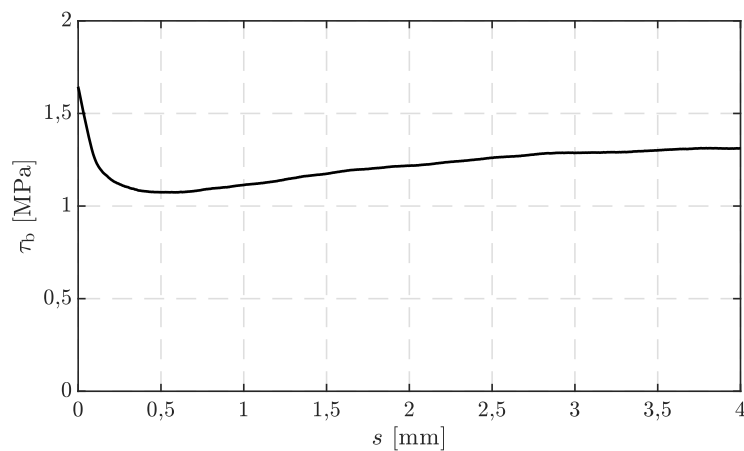
**Last-Verformungs-Beziehung - Versuchskörper mit Haken am Stabende**

**Versuchsbezeichnung: V51-C40-6-15**

Stabdurchmesser: 6 mm                      Biegerollendurchmesser:  $2 d_s$   
 Betonfestigkeit: C40/50                      Prüfgeschwindigkeit: 0,10 mm/s  
 gerade Hakenvorlänge: 90 mm ( $15 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$   
 Maximallast: 15,29 kN

**Last-Verformungs-Beziehung - Versuchskörper mit Haken am Stabende****Versuchsbezeichnung: V52-C45-12-5**

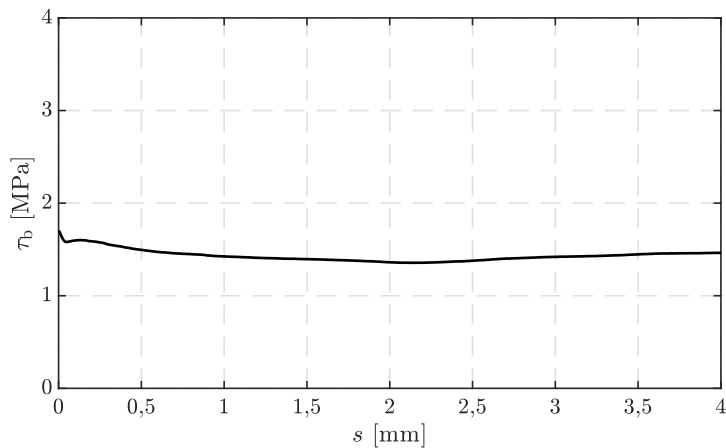
Stabdurchmesser: 12 mm                      Gemessene Verbundl.: 57,36 mm ( $4,78 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55                      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,60 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{0,1}$ : 1,26 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{1,0}$ : 1,11 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,64 N/mm<sup>2</sup>                       $s_{0,\text{max}}$ : 0,001 mm

**Versuchsbezeichnung: V53-C45-12-5**

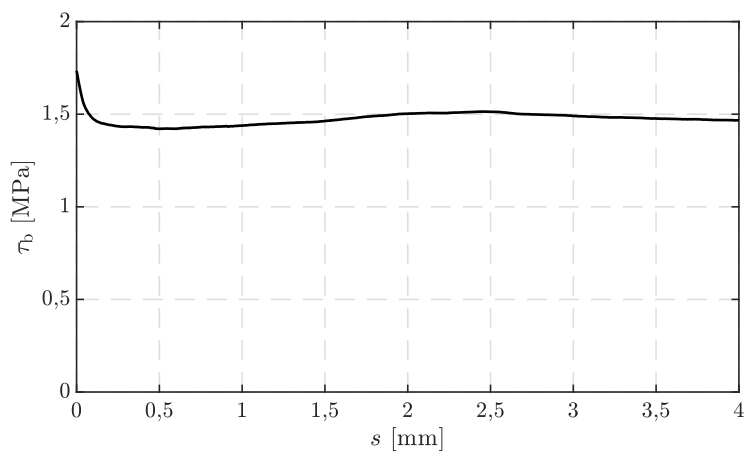
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 59,21 mm ( $4,93 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,67 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,60 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,42 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 3,27 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V54-C45-12-5**

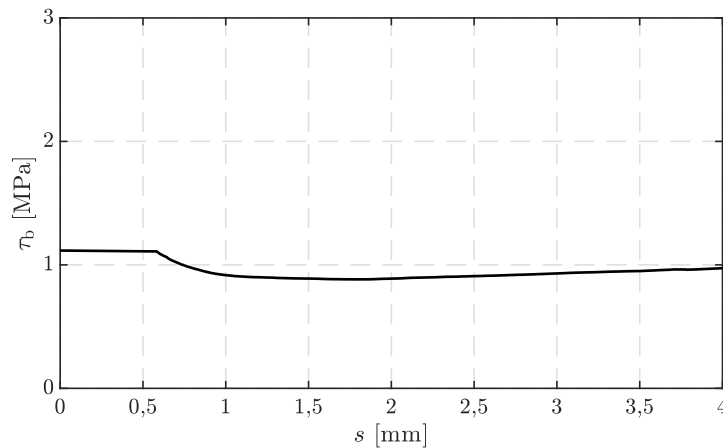
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 61,31 mm ( $4,78 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $5 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,69 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,48 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,44 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,73 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,001 mm

**Versuchsbezeichnung: V55-C45-12-10**

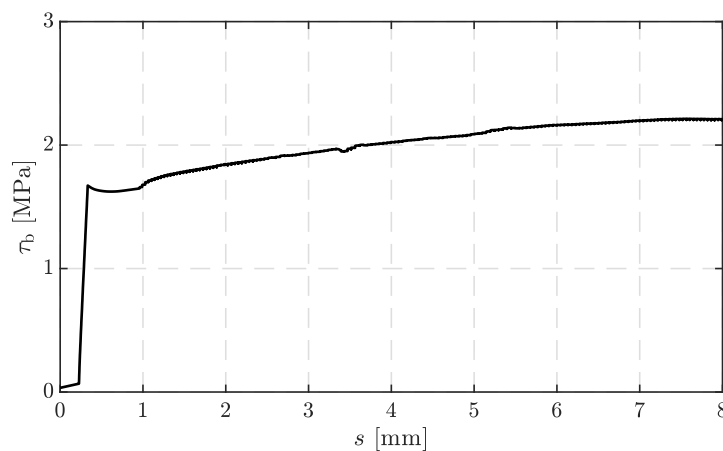
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 119,36 mm (9,95  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,12 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,11 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,92 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,03 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V56-C45-12-10**

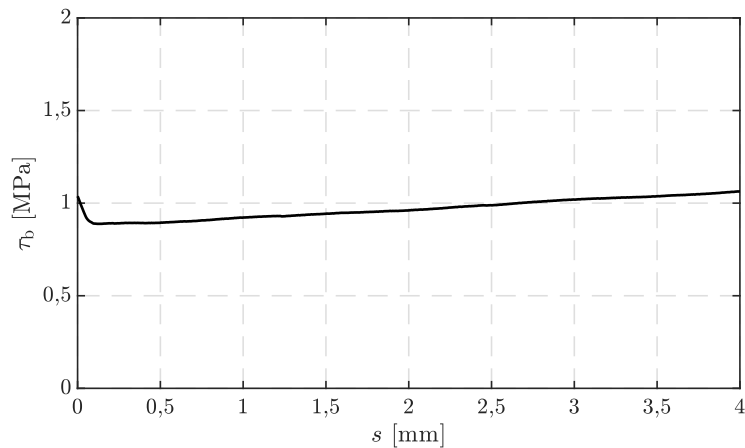
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 119,17 mm (9,93  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,69 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,69 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,71 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,26 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,52 mm

**Versuchsbezeichnung: V57-C45-12-10**

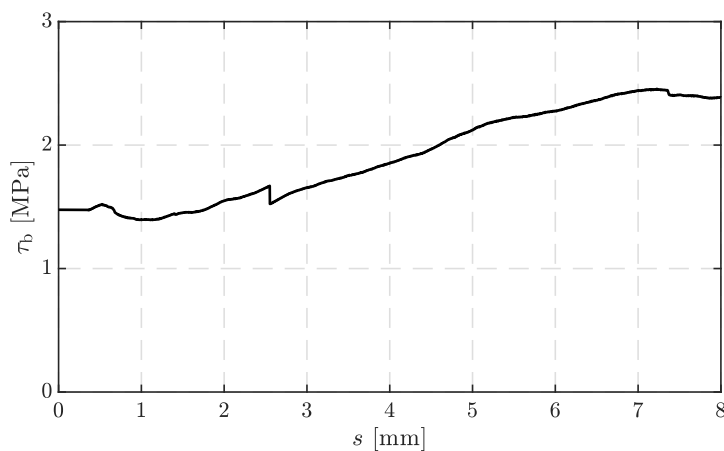
Stabdurchmesser: 12 mm      Gemessene Verbundl.: 121,11 mm (10,09  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 120 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,412 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 8,174 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,02 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 0,89 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,92 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 1,55 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : außerhalb des Messbereichs

**Versuchsbezeichnung: V58-C45-6-5**

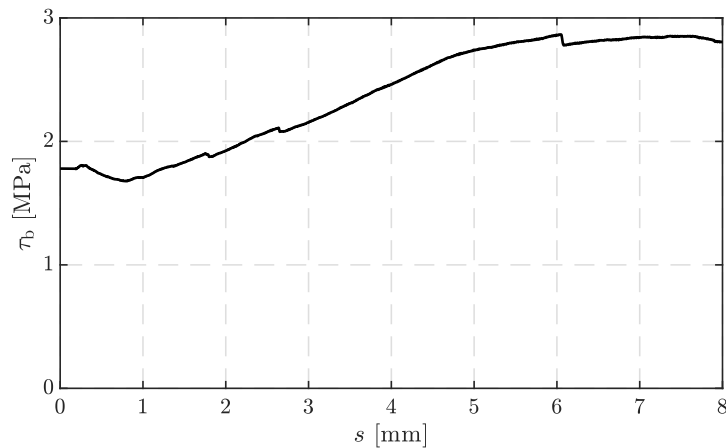
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 28,76 mm (4,79  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,48 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,48 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,39 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,46 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,23 mm

**Versuchsbezeichnung: V59-C45-6-5**

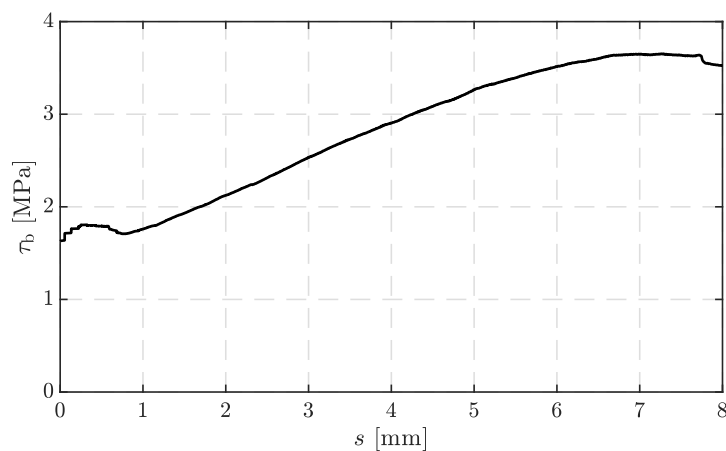
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 30,44 mm (5,07  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,78 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,78 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,71 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 2,87 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 6,05 mm

**Versuchsbezeichnung: V60-C45-6-5**

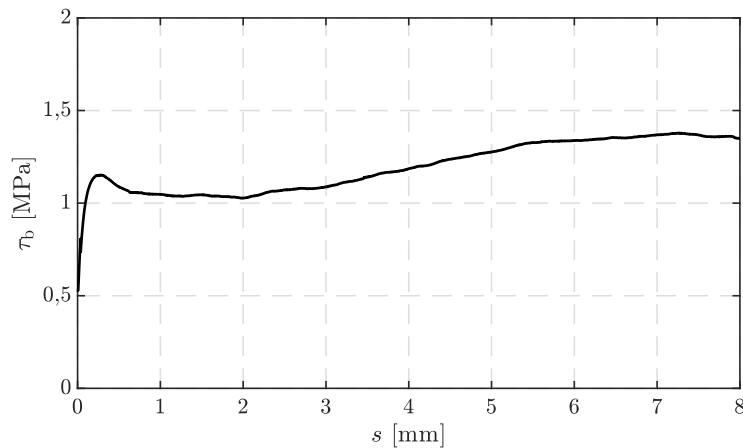
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 30,20 mm (5,03  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 30 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,63 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,72 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,76 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 3,65 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,26 mm

**Versuchsbezeichnung: V61-C45-6-10**

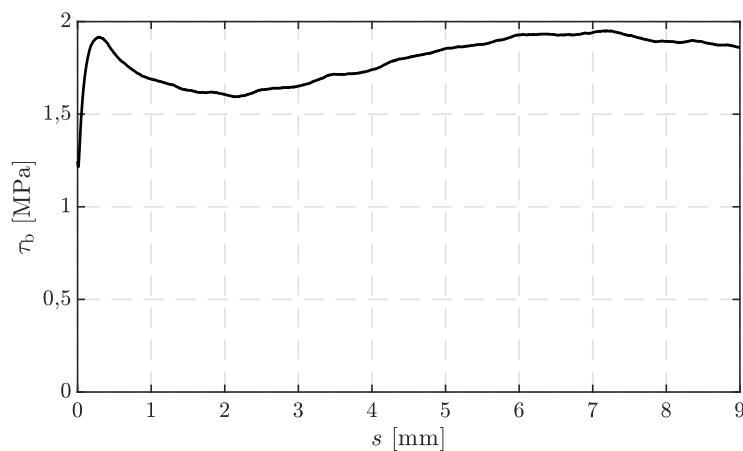
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 59,66 mm ( $9,94 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $10 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,55 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,01 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,05 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 1,38 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,27 mm

**Versuchsbezeichnung: V62-C45-6-10**

Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 58,55 mm ( $9,76 d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm ( $10 d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

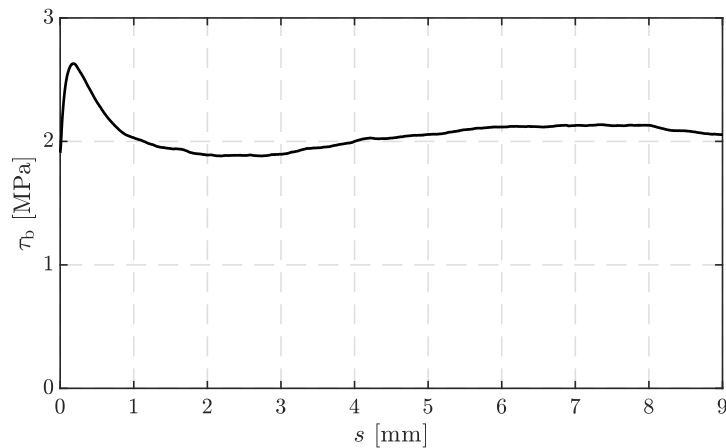
**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,22 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,71 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,69 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 1,95 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\max}$ : 7,19 mm



**Versuchsbezeichnung: V63-C45-6-10**

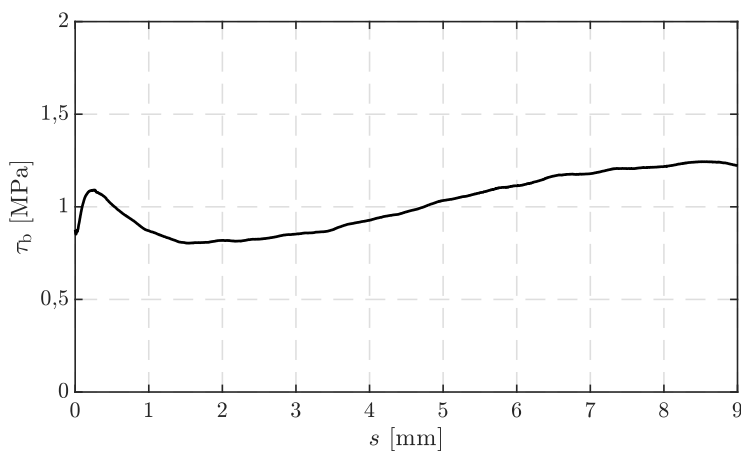
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 58,83 mm (9,81  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 60 mm (10  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,98 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 2,54 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 2,03 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 2,63 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,18 mm

**Versuchsbezeichnung: V64-C45-6-15**

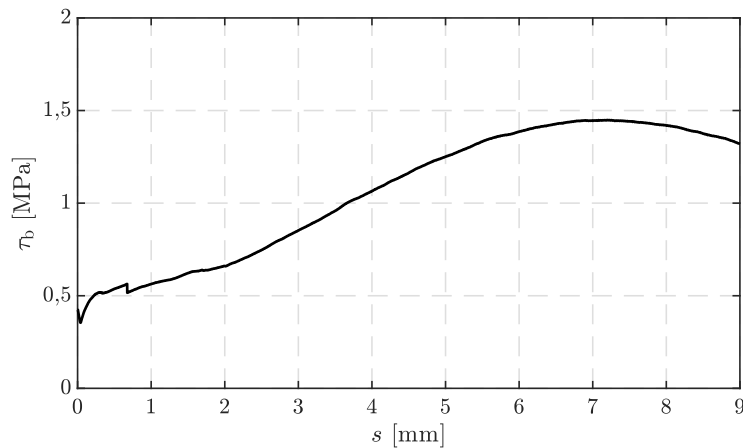
Stabdurchmesser: 6 mm      Gemessene Verbundl.: 89,11 mm (14,85  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 90 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,85 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 1,01 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 0,87 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 1,24 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 8,51 mm

**Versuchsbezeichnung: V65-C45-6-15**

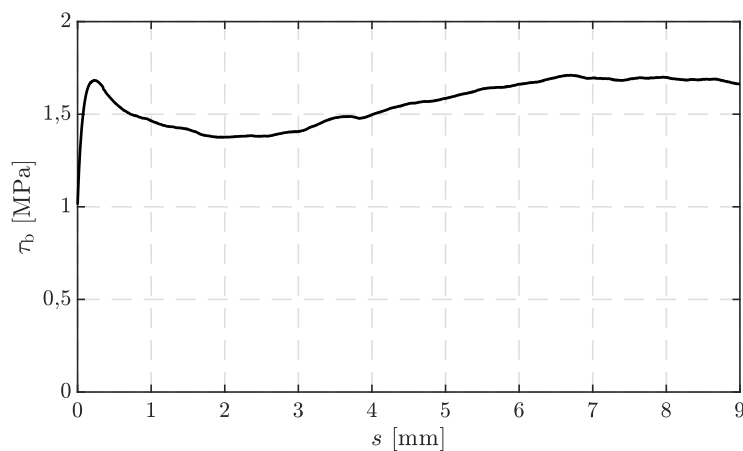
Stabdurchmesser: 6 mm                      Gemessene Verbundl.: 87,69 mm (14,62  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55                      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 90 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 0,41 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{0,1}$ : 0,43 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{1,0}$ : 0,56 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 1,45 N/mm<sup>2</sup>                       $s_{0,\max}$ : 7,20 mm

**Versuchsbezeichnung: V66-C45-6-15**

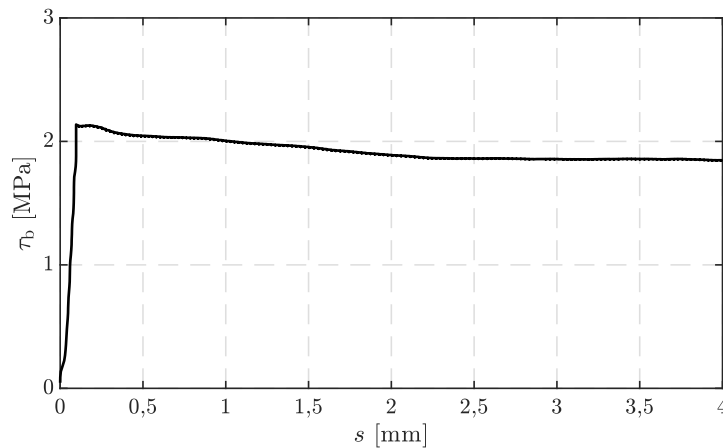
Stabdurchmesser: 6 mm                      Gemessene Verbundl.: 89,39 mm (14,90  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55                      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 90 mm (15  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 1,213 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 7,188 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 1,11 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{0,1}$ : 1,57 N/mm<sup>2</sup>                       $\tau_{1,0}$ : 1,47 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\max}$ : 1,71 N/mm<sup>2</sup>                       $s_{0,\max}$ : 6,70 mm

**Versuchsbezeichnung: V67-C45-14-5**

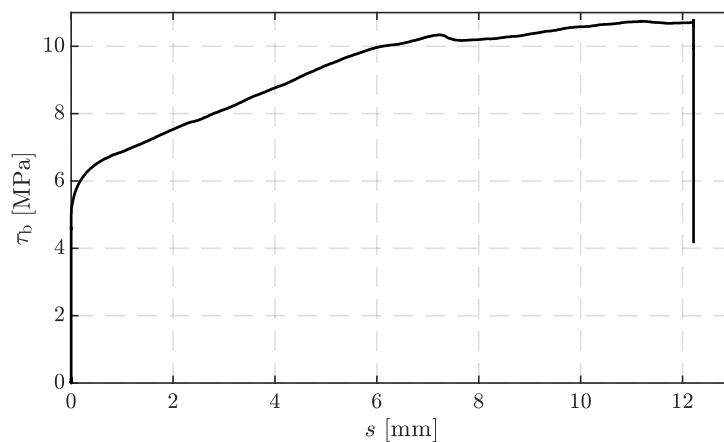
Stabdurchmesser: 14 mm      Gemessene Verbundl.: 68,10 mm (4,86  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 70 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,706 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 15,627 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

$\tau_{0,01}$ : 2,24 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 2,14 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 1,97 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 2,28 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 0,001 mm

**Versuchsbezeichnung: V68-C45-14-5**

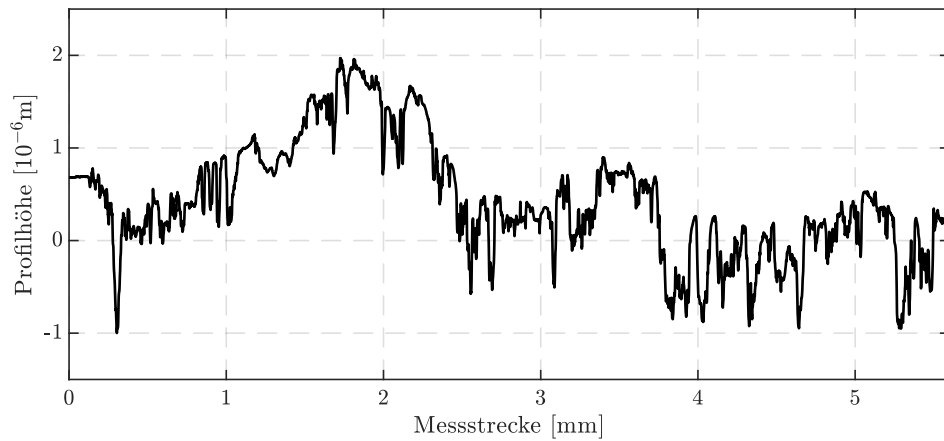
Stabdurchmesser: 14 mm      Gemessene Verbundl.: 70,19 mm (5,01  $d_s$ )  
 Betonfestigkeit: C45/55      Prüfgeschwindigkeit: 0,05 mm/s  
 Gewählte Verbundl.: 70 mm (5  $d_s$ )      Rauigkeit Stahl:  $R_a = 2,706 \mu\text{m}$ ,  $R_z = 15,627 \mu\text{m}$

**Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung**

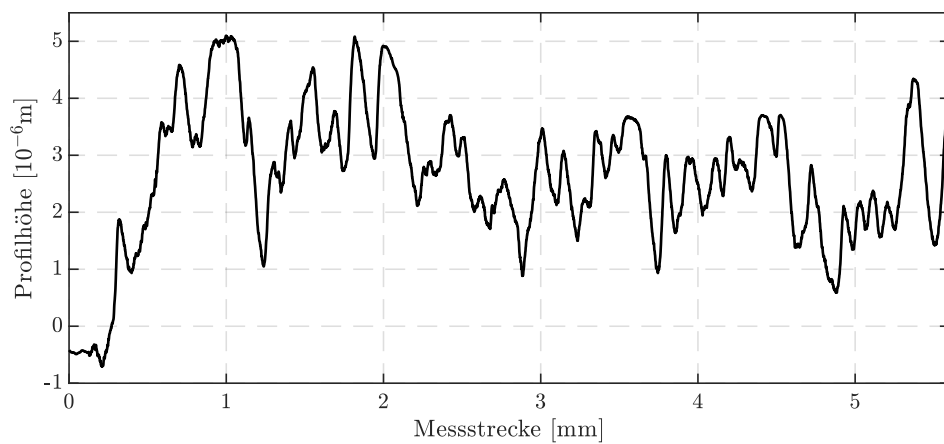
$\tau_{0,01}$ : 2,29 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{0,1}$ : 3,32 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{1,0}$ : 5,05 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{\text{max}}$ : 6,54 N/mm<sup>2</sup>       $s_{0,\text{max}}$ : 3,12 mm

## B.2 Rauigkeitsprofile

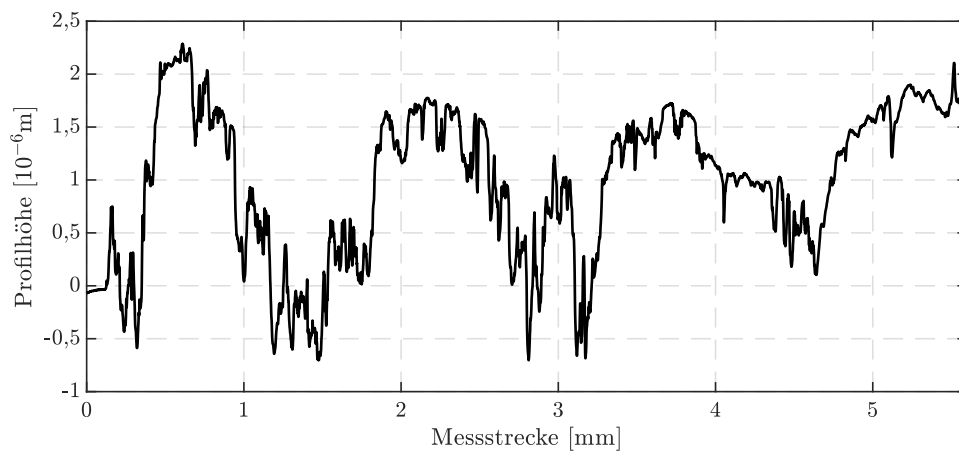
Nachfolgend werden exemplarisch Einzelmessungen der Rauigkeitsprofile für die unterschiedlichen Stabdurchmesser dargestellt. Je Stabdurchmesser wurden jeweils drei Messungen an drei unterschiedlichen Proben durchgeführt.



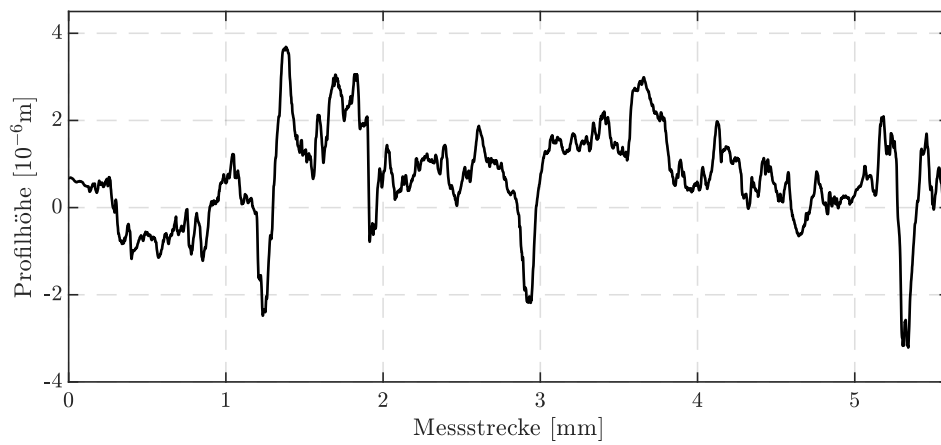
**Abbildung B.1:** Exemplarisches Rauigkeitsprofil für Stabdurchmesser 6 mm für eine Taststrecke von 5,6 mm gemäß DIN EN ISO 4288 [1998]



**Abbildung B.2:** Exemplarisches Rauigkeitsprofil für Stabdurchmesser 8 mm für eine Taststrecke von 5,6 mm gemäß DIN EN ISO 4288 [1998]



**Abbildung B.3:** Exemplarisches Rauigkeitsprofil für Stabdurchmesser 12 mm für eine Taststrecke von 5,6 mm gemäß DIN EN ISO 4288 [1998]

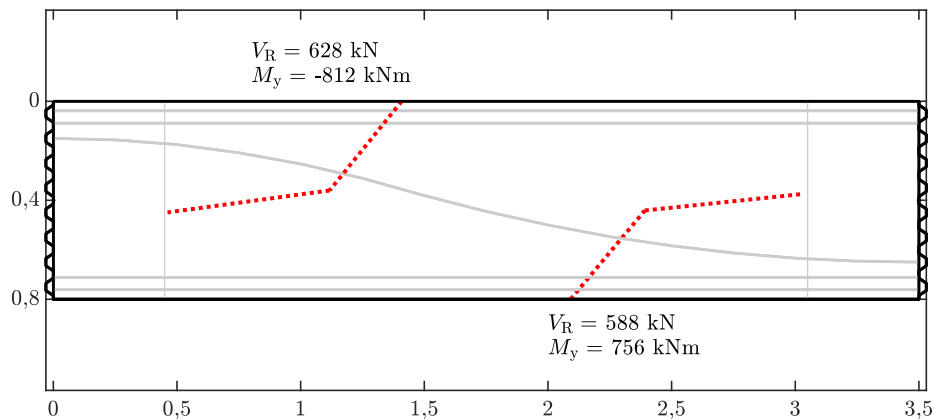


**Abbildung B.4:** Exemplarisches Rauigkeitsprofil für Stabdurchmesser 14 mm für eine Taststrecke von 5,6 mm gemäß DIN EN ISO 4288 [1998]

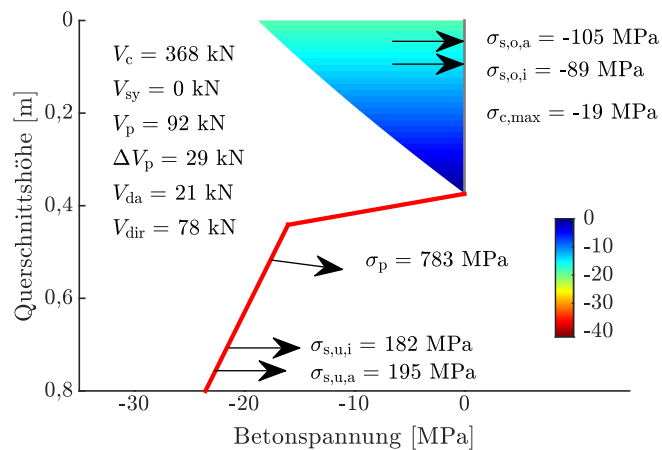


## **C Anhang: Ergebnisse der Versuchsnachrechnungen nach dem BSRLM**

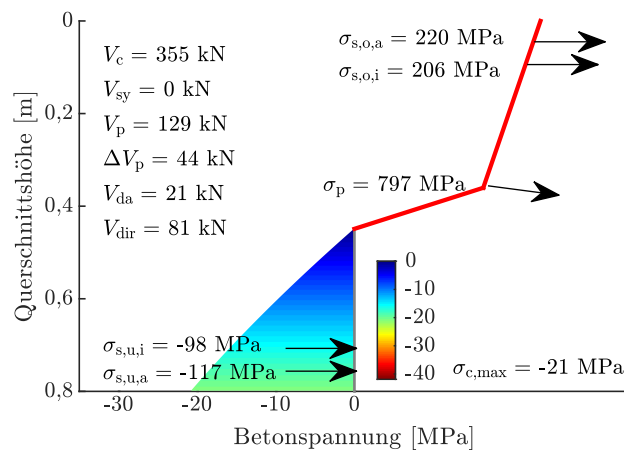
## C.1 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R1



(a)



(b)



(c)

**Abbildung C.1:** Nachrechnung von Versuch R1 nach dem BSRLM

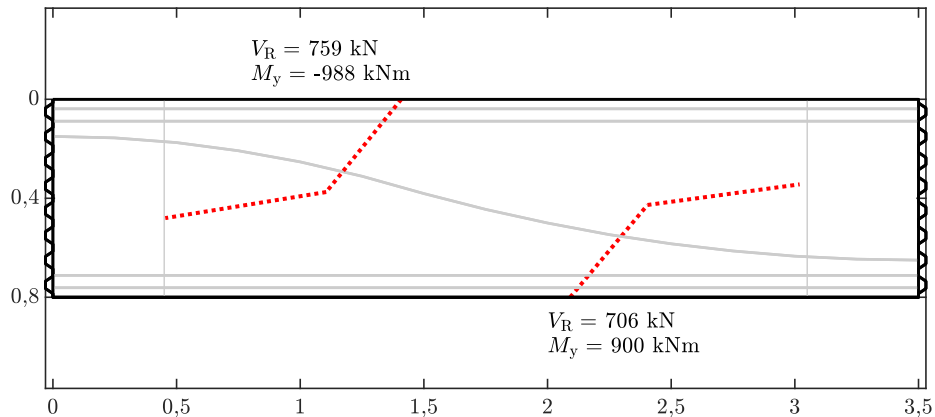
(a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand

(b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Feldbereich

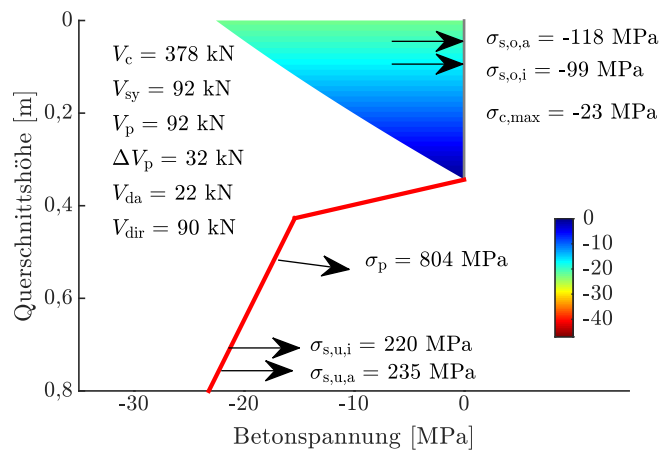
(c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Stützbereich



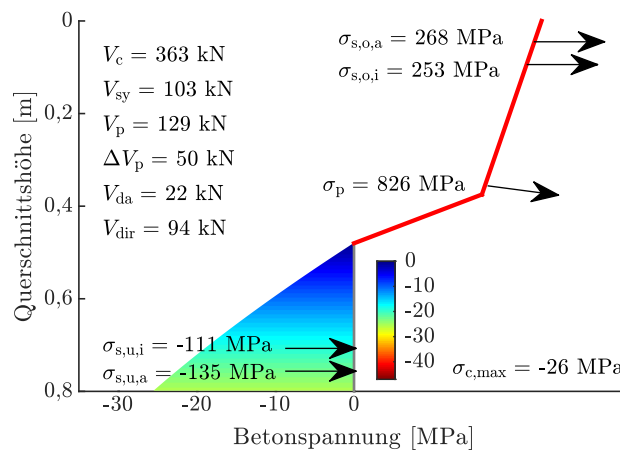
## C.2 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R2



(a)



(b)



(c)

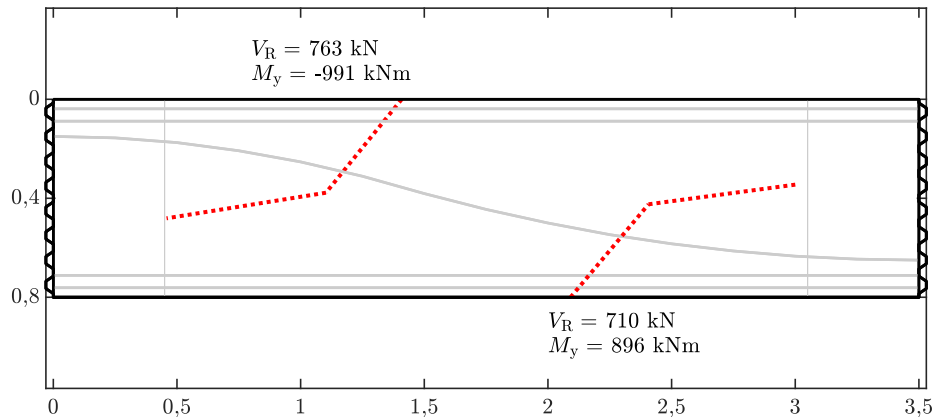
**Abbildung C.2:** Nachrechnung von Versuch R2 nach dem BSRLM

(a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisse im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand

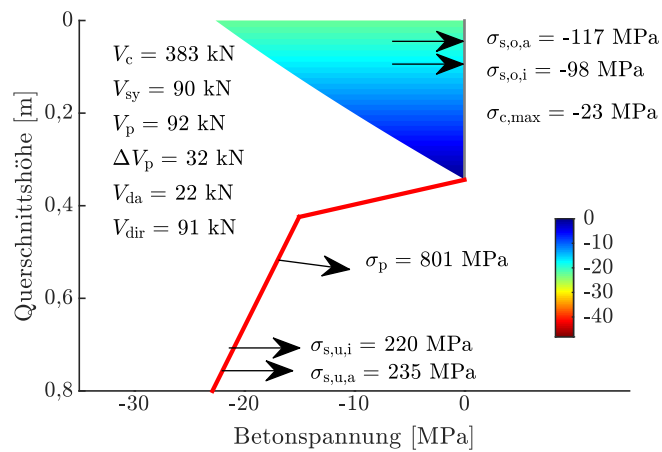
(b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubrisse im Feldbereich

(c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubrisse im Stützbereich

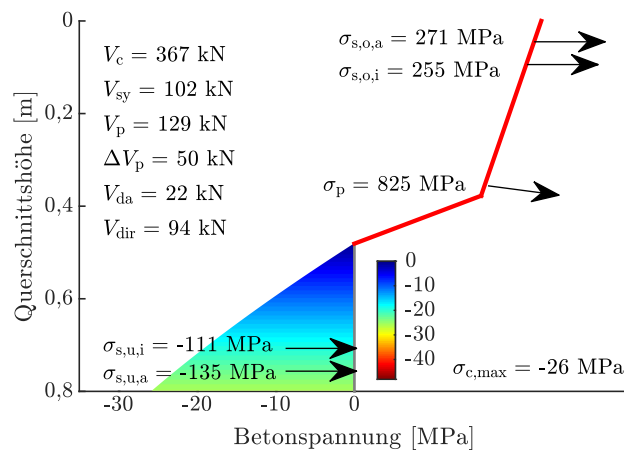
### C.3 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R3



(a)



(b)



(c)

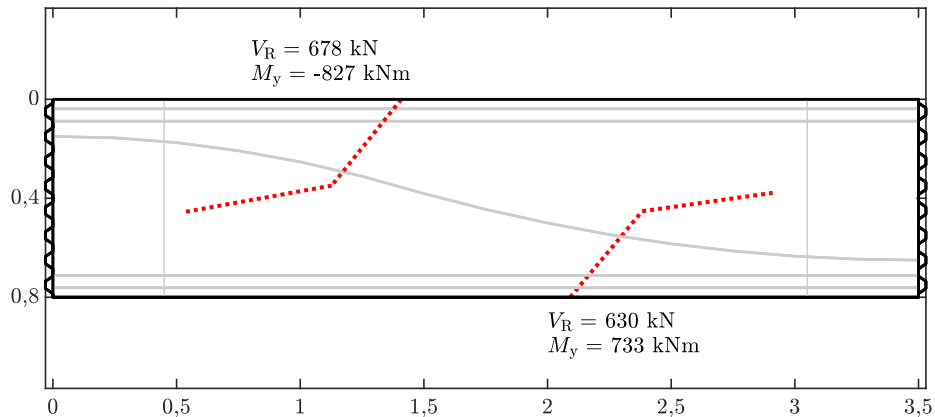
**Abbildung C.3:** Nachrechnung von Versuch R3 nach dem BSRLM

(a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand

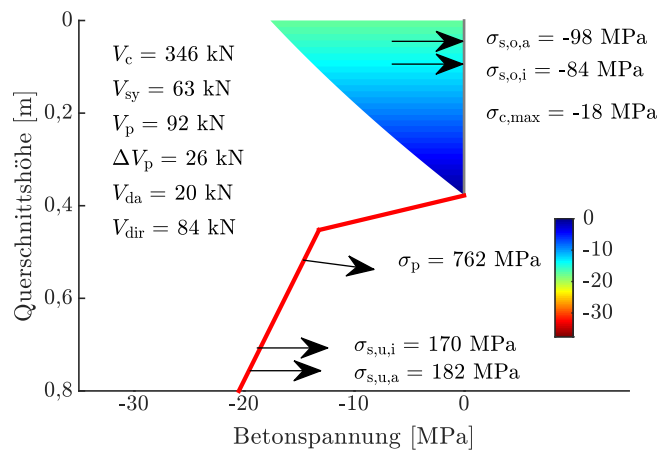
(b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Feldbereich

(c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Stützbereich

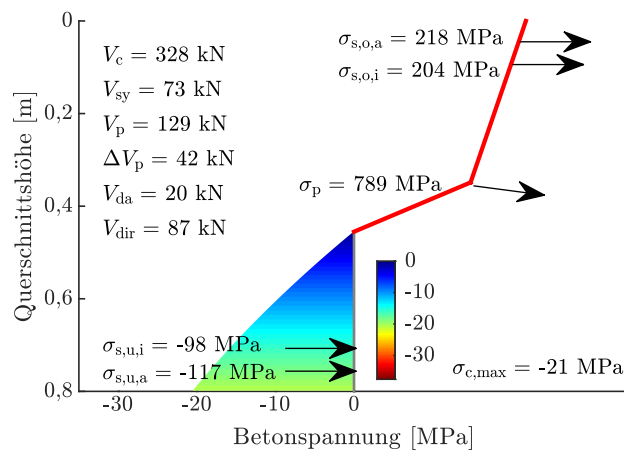
## C.4 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R4



(a)



(b)



(c)

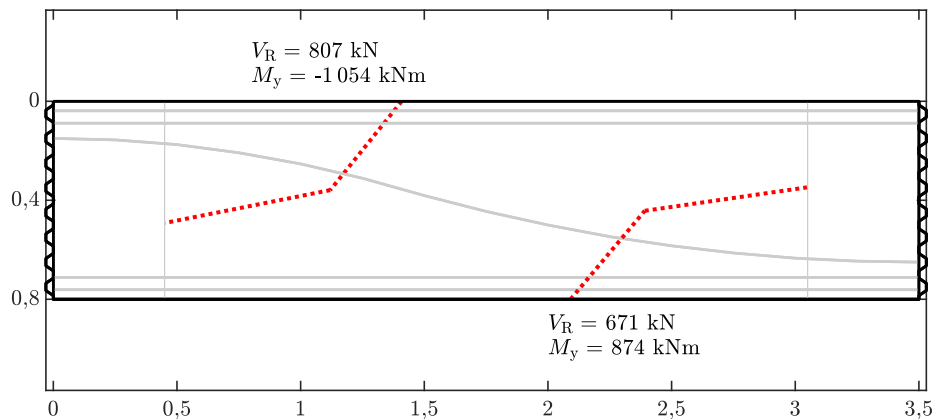
**Abbildung C.4:** Nachrechnung von Versuch R4 nach dem BSRLM

(a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisse im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand

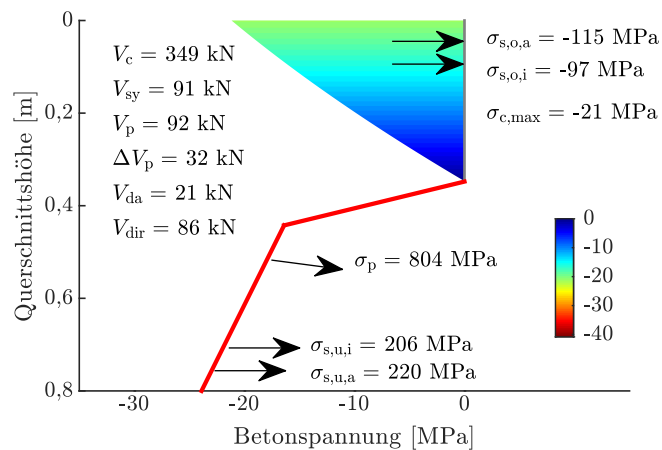
(b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubrisse im Feldbereich

(c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubrisse im Stützbereich

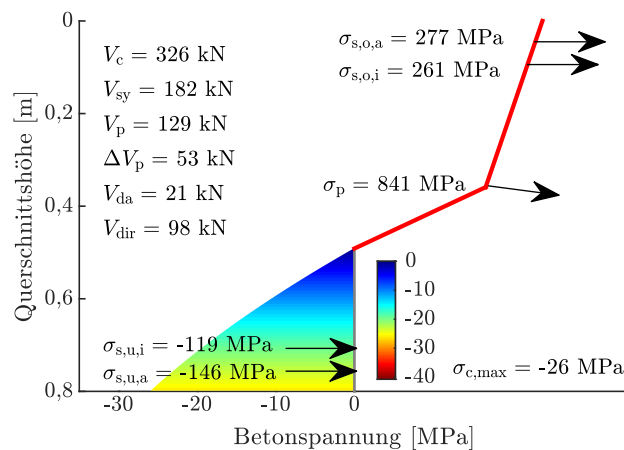
## C.5 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R6



(a)



(b)



(c)

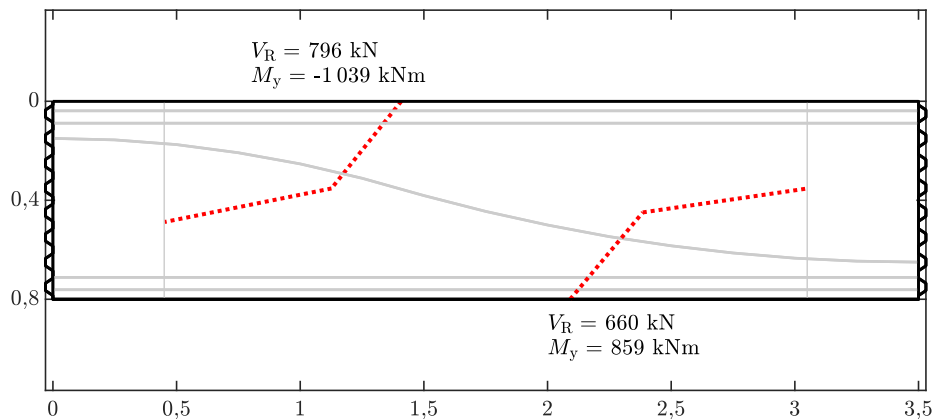
**Abbildung C.5:** Nachrechnung von Versuch R6 nach dem BSRLM

(a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand

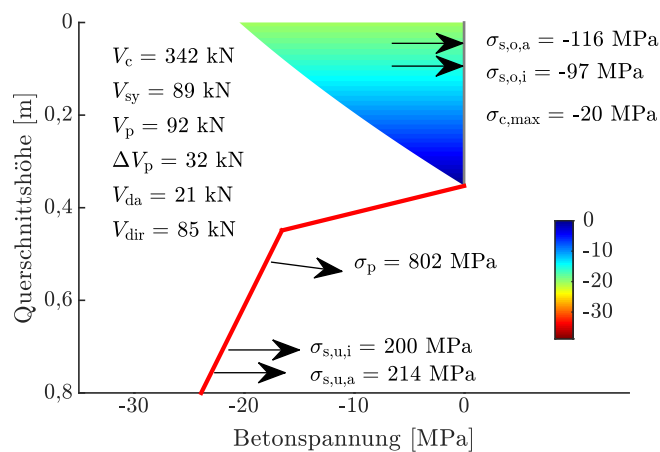
(b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Feldbereich

(c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Stützbereich

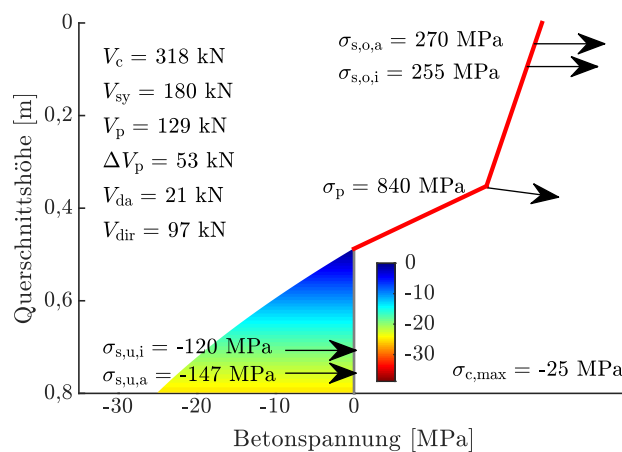
## C.6 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R7



(a)



(b)

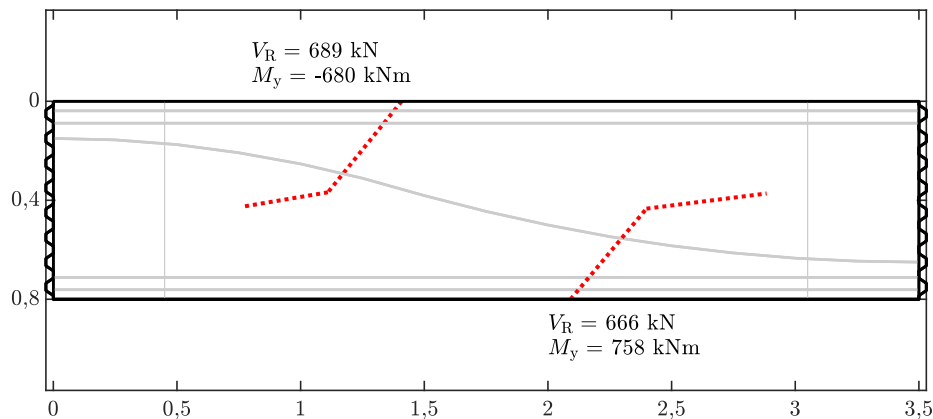


(c)

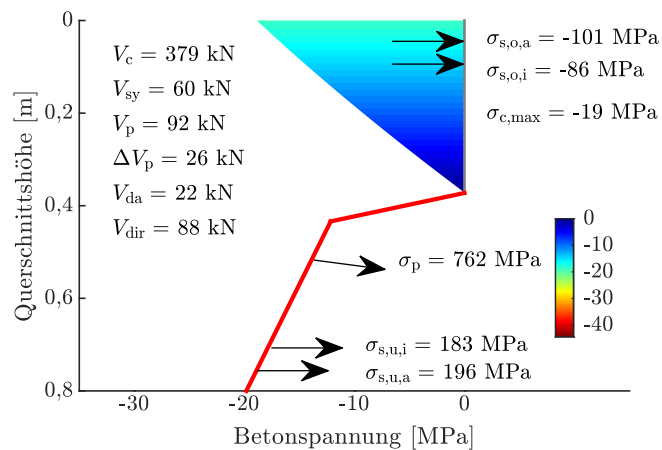
**Abbildung C.6:** Nachrechnung von Versuch R7 nach dem BSRLM

- (a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisse im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand
- (b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubrisse im Feldbereich
- (c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubrisse im Stützbereich

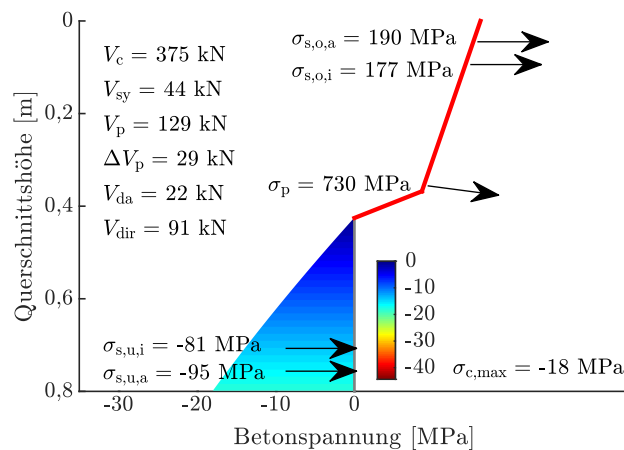
## C.7 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R8



(a)



(b)



(c)

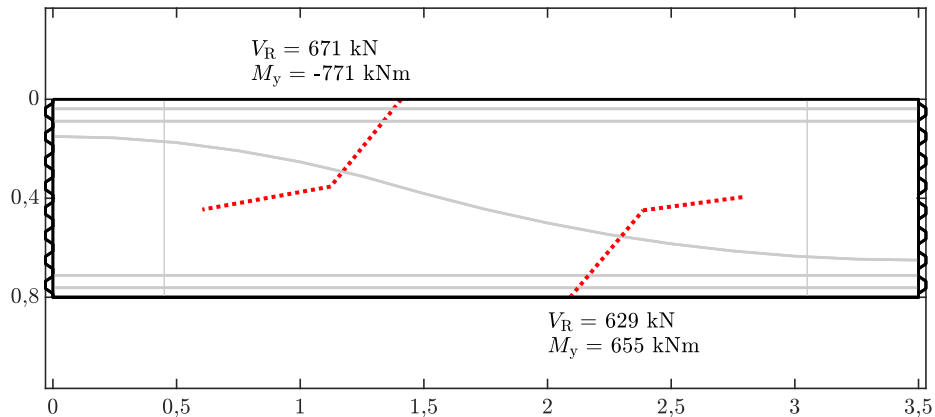
**Abbildung C.7:** Nachrechnung von Versuch R8 nach dem BSRLM

(a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand

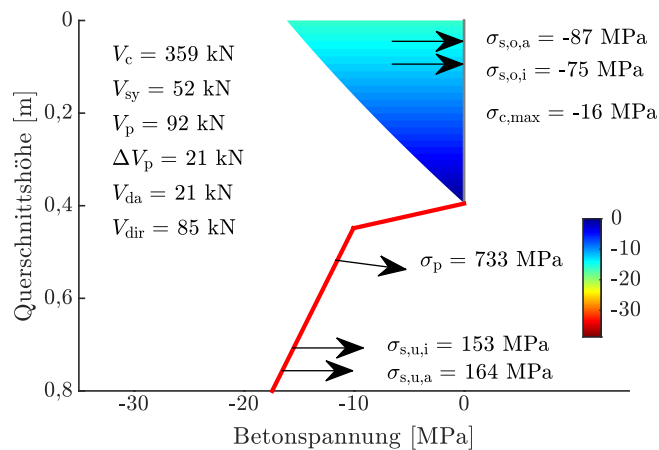
(b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Feldbereich

(c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Stützbereich

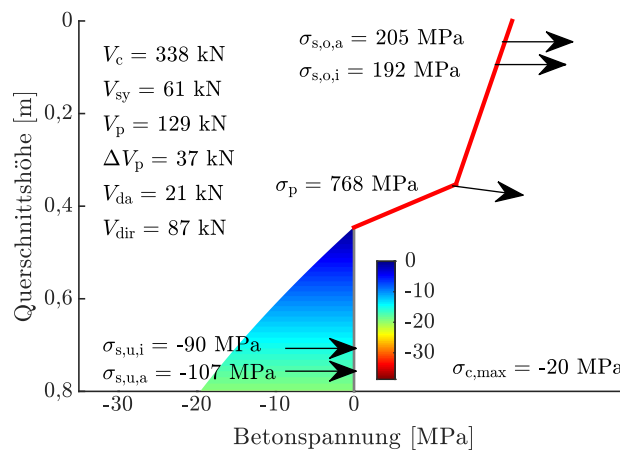
## C.8 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R9



(a)



(b)

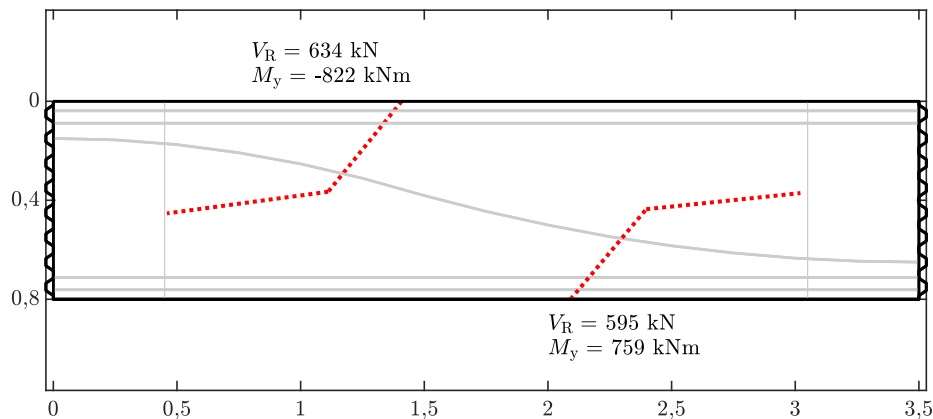


(c)

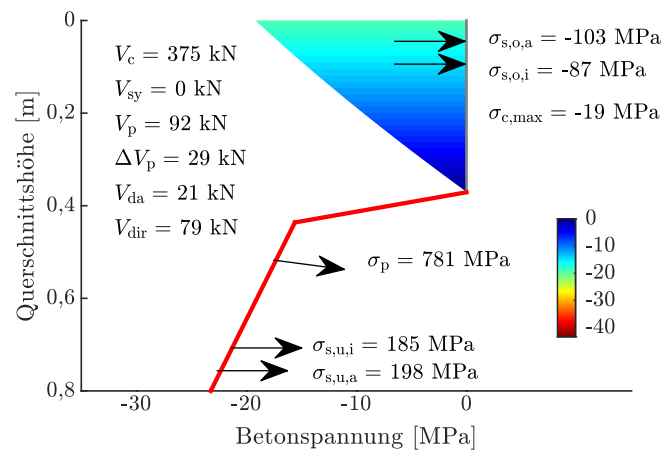
**Abbildung C.8:** Nachrechnung von Versuch R9 nach dem BSRLM

- (a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisse im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand
- (b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubrisse im Feldbereich
- (c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubrisse im Stützbereich

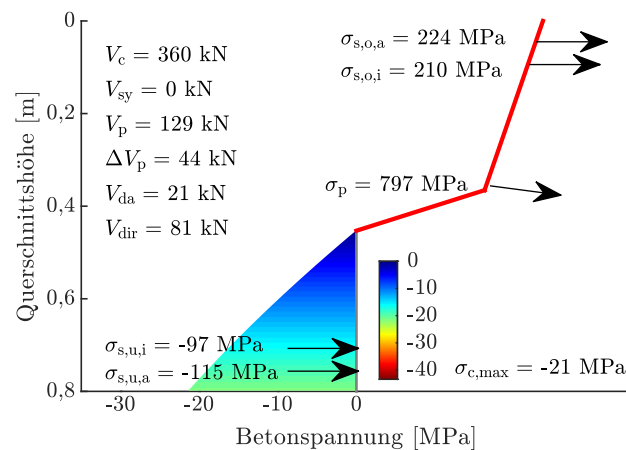
## C.9 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R10



(a)



(b)



(c)

**Abbildung C.9:** Nachrechnung von Versuch R10 nach dem BSRLM

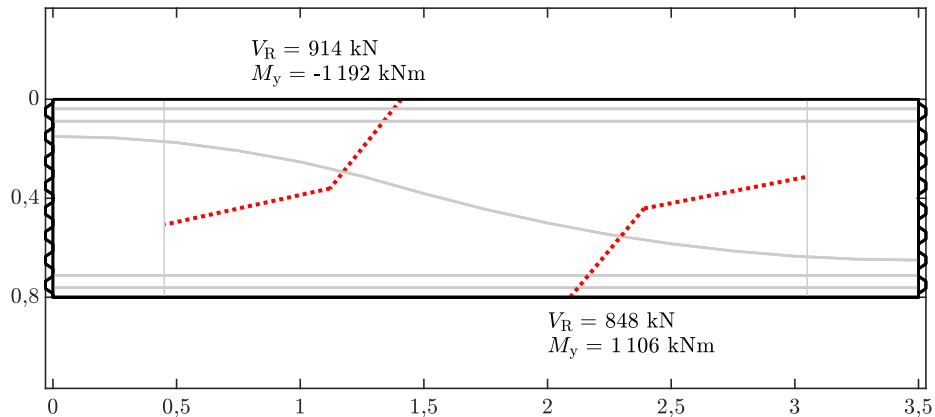
(a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand

(b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Feldbereich

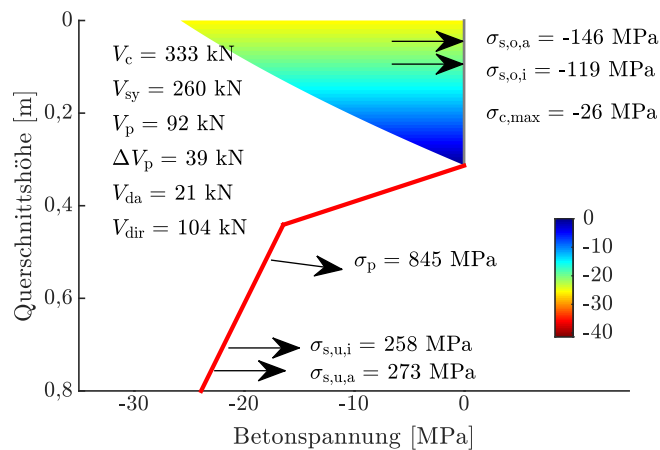
(c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubriss im Stützbereich



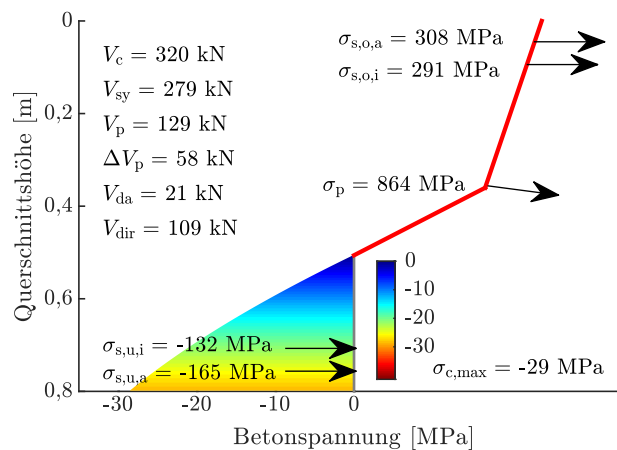
## C.10 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch R11



(a)



(b)

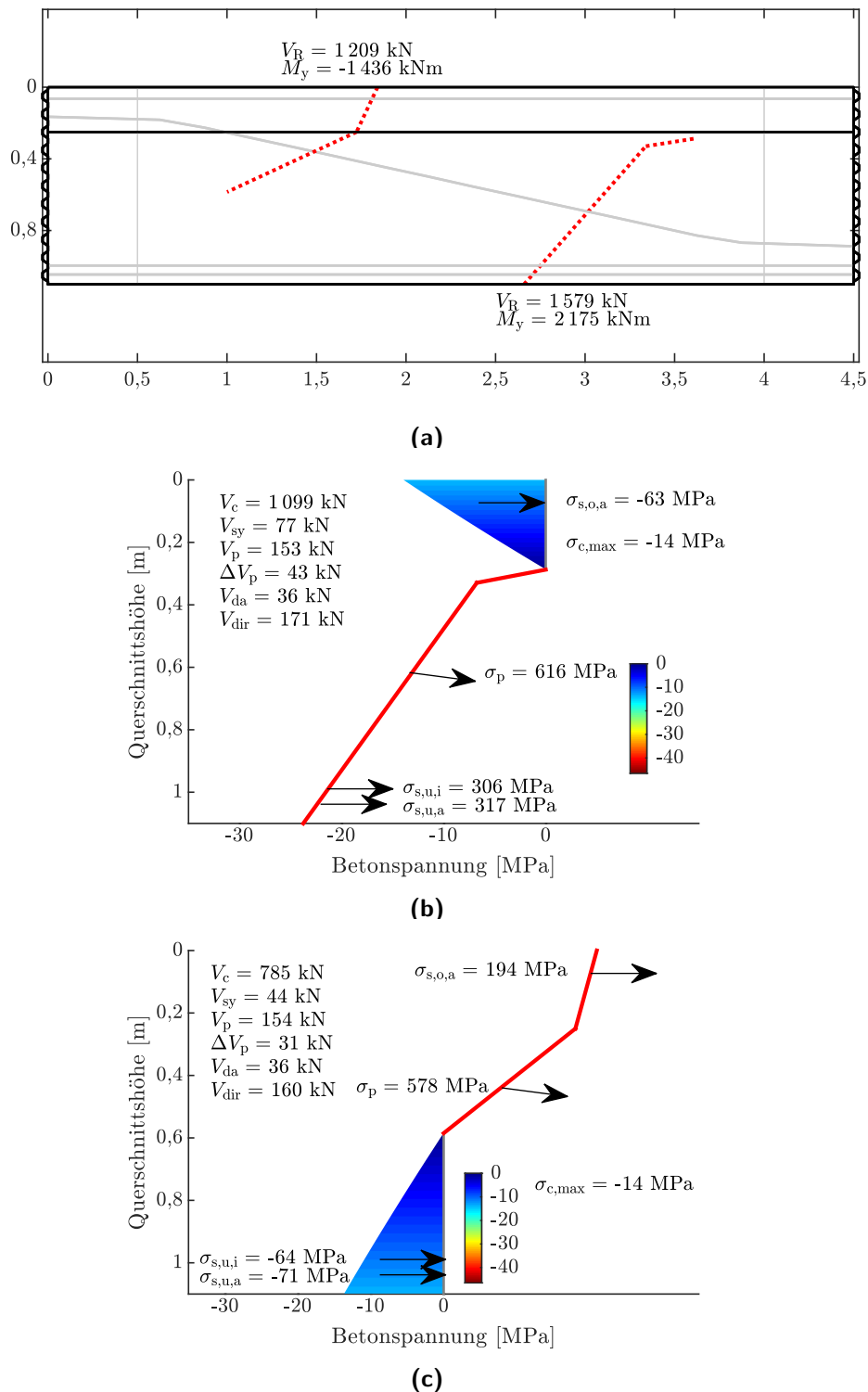


(c)

**Abbildung C.10:** Nachrechnung von Versuch R11 nach dem BSRLM

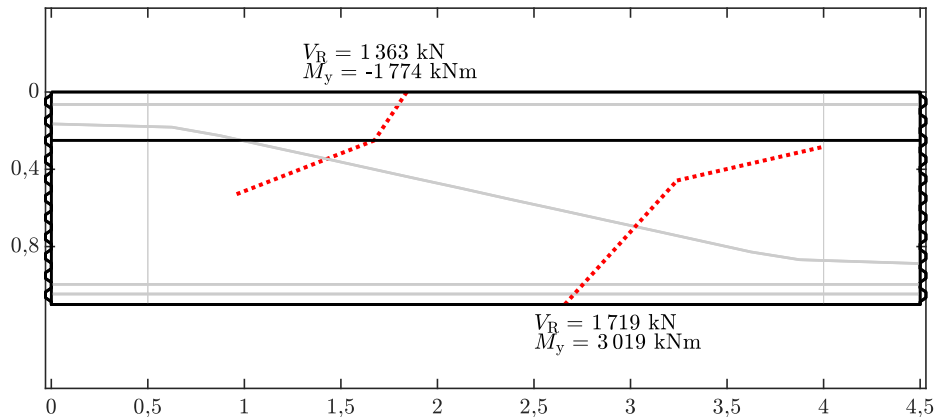
- (a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubbrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand
- (b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Feldbereich
- (c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Stützbereich

### C.11 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch PB1

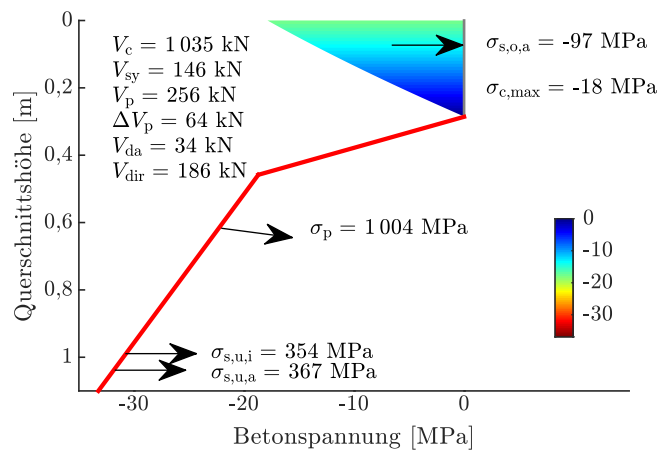


**Abbildung C.11:** Nachrechnung von Versuch PB1 nach dem BSRLM;  $f_{cm}$  mit  $0,9 \cdot f_{cm,cube}$  ermittelt  
**(a)** Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubbrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand  
**(b)** Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Feldbereich  
**(c)** Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Stützbereich

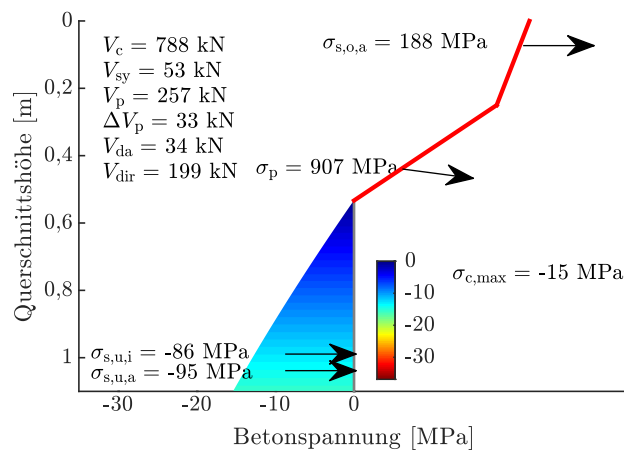
## C.12 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch PB2



(a)



(b)

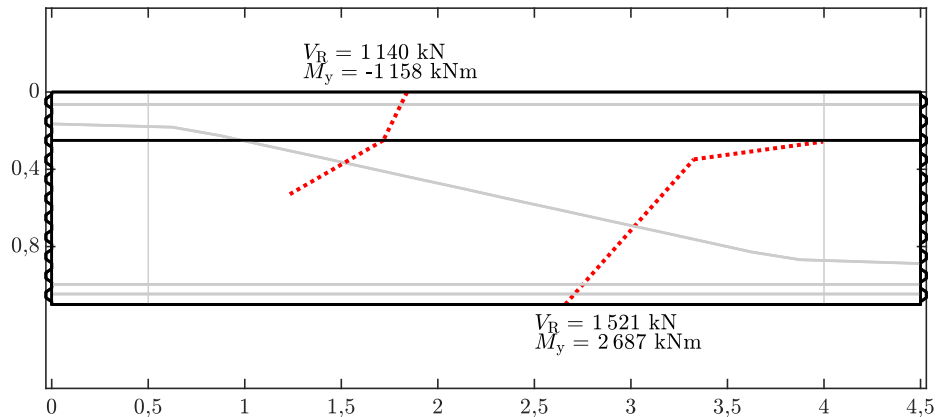


(c)

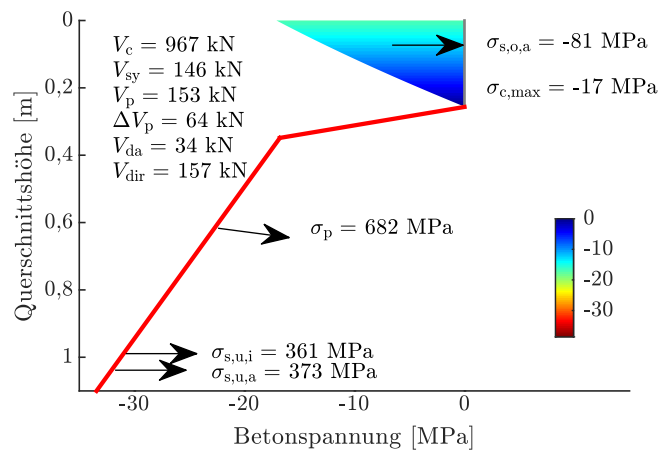
Abbildung C.12: Nachrechnung von Versuch PB2 nach dem BSRLM

- (a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubbrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand
- (b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Feldbereich
- (c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Stützbereich

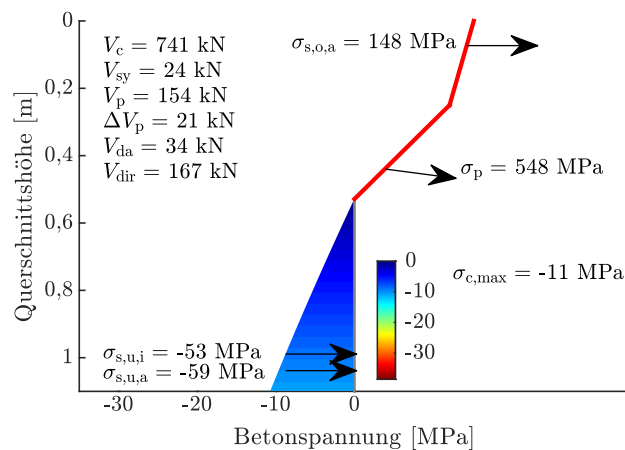
### C.13 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch PB3



(a)



(b)



(c)

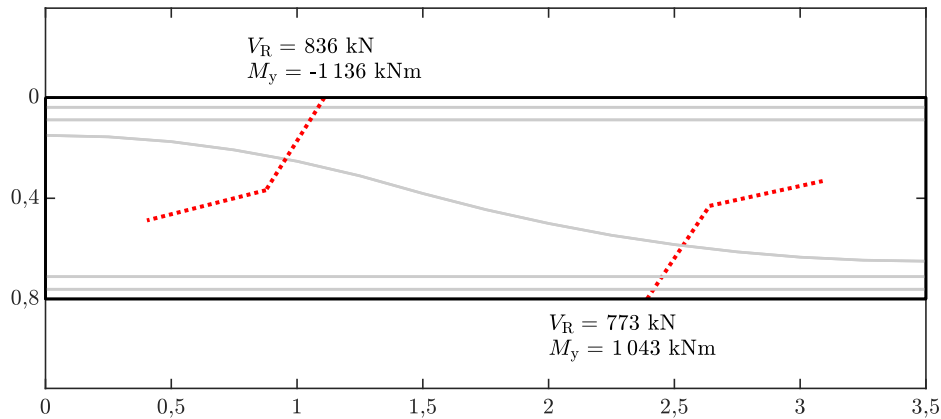
**Abbildung C.13:** Nachrechnung von Versuch PB3 nach dem BSRLM

(a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubbrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand

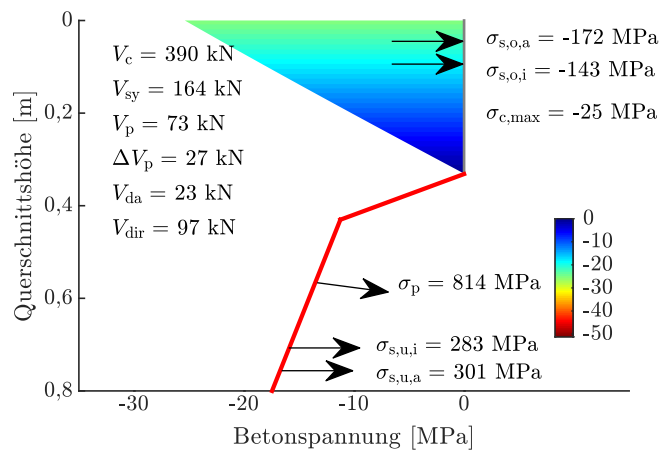
(b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Feldbereich

(c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Stützbereich

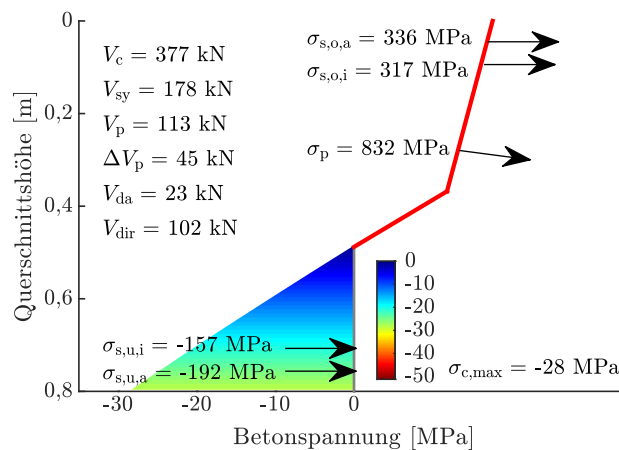
## C.14 Ergebnisse der Nachrechnung nach BSRLM - Versuch DLT 1.1



(a)



(b)



(c)

**Abbildung C.14:** Nachrechnung von Versuch DLT 1.1 der RWTH Aachen nach dem BSRLM

- (a) Längsschnitt des Versuchsträgers mit Darstellung des (potentiell) kritischen Biegeschubbrisses im Feld- und Stützbereich und Schnittgrößen  $V_R$  und  $M_y$  im Bruchzustand
- (b) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Feldbereich
- (c) Längsspannungen und Querkrafttraganteile für pot. krit. Biegeschubbriss im Stützbereich



## Abbildungsverzeichnis

1.2	Entwicklung der Transportleistung für Lkw- und Schienenverkehr in Deutschland von 1950-2014 [BGL, 2016] . . . . .	2
1.3	Einflussfaktoren auf die Querkrafttragfähigkeit nach [Fischer et al., 2017] . . . . .	4
1.4	Verteilung der statischen Nutzhöhe für die in der Querkraftdatenbank und in aktueller Literatur erfassten Querkraftversuche an Spannbetonträgern mit und ohne Querkraftbewehrung nach [Reineck et al., 2012; Reineck u. Dunkelberg, 2017] . . . . .	5
2.1	Normal- und Schubspannungen am differentiellen Element zur Erfüllung des Gleichgewichtszustandes bei einer veränderlichen Momenteneinwirkung . . . . .	10
2.2	Zusammenhänge zwischen Hauptspannungen $\sigma_1$ und $\sigma_2$ sowie Schubspannungen $\tau_{xz}$ und $\tau_{zx}$ ; Entnommen und modifiziert aus [Wikipedia, 2020] . . . . .	11
2.3	Qualitativer Verlauf der Schubspannungen $\tau_{xz}$ über den Querschnitt verteilt sowie entlang eines mittigen vertikalen Schnitts für verschiedene Querschnittsformen aus einer linear elastischen Finite Elemente Berechnung . . . . .	13
2.4	Querkrafttragmechanismen dargestellt an einem entlang des kritischen (Biege-)Schubrisses freigeschnittenen Körpers . . . . .	14
2.6	Spannungsübertragung aufgrund von rissübergreifenden Zugspannungen in der Bruchprozesszone . . . . .	18
2.7	Vergleich der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen nach Gleichungen 2.11 und 2.12 zur Beschreibung der residualen Zugspannungen im Riss für einen Beton C30/37 und einen Größtkorndurchmesser von 8 mm . . . . .	19
2.8	Abplatzungen der Betondeckung infolge Dübeltragwirkung der Biegezugbewehrung im Nachbruchbereich . . . . .	20
2.13	Querkrafttraganteil geneigter Spannglieder unter Berücksichtigung des Spannkraftzuwachses im kritischen Schubriss und zugehörige Dehnungsebene für die resultierende Momenten- und Normalkraftbeanspruchung . . . . .	30
2.14	(a) Theoretische direkte Druckstrebe (und ellbogenförmige Druckstrebe bei größerer Schubschlankheit) für unterschiedliche Schubschlankheiten dargestellt an zwei ausgewählten Versuchen aus Leonhardt u. Walther [1962] (b) „Schubtal nach Kani“ dargestellt anhand der Versuche von Leonhardt u. Walther [1962] mit $M_{uV} \hat{=}$ Moment bei Erreichen der Querkrafttragfähigkeit und $M_R \hat{=}$ theoretische Momententragfähigkeit	31

2.15	(a) Vergleich der Tragwirkung direkter Druckstreben bei gleichen Schubslankheiten für Einfeld- und Durchlaufträger (b) Modellvorstellungen über den Verlauf des Druckbogens bei Durchlaufträgern (oben: Modellvorstellung für dicke Stege, unten: tatsächliche Wirkung bei dünneren Stegen und schwacher Schubbewehrung); Teilbild (b) entnommen und modifiziert aus [Leonhardt u. Walther, 1965] . . . . .	33
2.16	Querkrafttraganteil der Druckzone und Verteilung der Schubspannungen $\tau_{xz}$ unter der Annahme eines Ebenbleibens der Querschnitte sowie einer linear elastischen Verteilung der Längsspannungen in der Betondruckzone (a) Verhältnisse im Riss und (b) Verhältnisse zwischen den Rissen; entnommen und modifiziert aus [Tureyen u. Frosch, 2003] . . . . .	34
2.17	Biaxiale Bruchhypothese nach Kupfer [1973] im Zug-Druck-Bereich . . . . .	37
2.18	Arten des Querkraftversagens von Trägern mit Querkraftbewehrung ((a) Biegeschubversagen, (b) Stegzugversagen (c) Verankerungsversagen) und ohne Querkraftbewehrung ((d) Biegeschubversagen, (e) Stegzugversagen/Bügelversagen, (f) Stegdruckversagen/Biegeschubversagen); entnommen und modifiziert aus [Zilch u. Zehetmaier, 2010] . . . . .	38
2.20	Darstellung der Zusammenhänge zwischen mechanischem Querkraftbewehrungsgrad $\omega_w$ , normierter einwirkender Querkraft $\nu_{Ed}$ und Druckstrebenneigungswinkel $\theta$ im Plastizitätskreis sowie zugehörige Versagensszenarien in Anlehnung an Zink [2000] bzw. Reineck [2001] ( $\nu_{Rd,c}$ und $\omega_{w,min}$ beispielhaft dargestellt für eine Betonfestigkeitsklasse C20/25; $\alpha = 90^\circ$ , Grenzen des zulässigen Druckstrebenneigungswinkels nach DIN-FB-102 [2009]) . . . . .	49
2.21	Differentielles Verbundelement für ein schlaff bewehrtes Zugglied . . . . .	51
2.23	Qualitativer Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für gerippten Betonstahl und Spannstahllitzen im nachträglichen Verbund in Anlehnung an [Zilch u. Zehetmaier, 2010] . . . . .	56
2.24	Anwendung des <i>Zuggurtmodells</i> zur Ermittlung der Bügelspannung im kritischen Schubriss; hier: Verhältnisse für ein Fließen des Stahls im Riss . . . . .	59
2.25	Dehnungsverteilung in Abhängigkeit der Einbindelänge für kontinuierliche Stäbe und Stäbe im Verankerungsbereich (für verschiedene Belastungsstufen angedeutet und unter der Annahme, dass die resultierende Kraft verankert werden kann und somit kein Ausziehversagen auftritt) in Anlehnung an [Feng u. Xu, 2018] für (a) $l_f > l_{b,u}$ (b) $l_{b,u} > l_f > l_{b,el}$ (c) $l_f \leq l_{b,el}$ . . . . .	61
2.26	Dehnungsverteilung im Bereich eines Übergreifungsstoßes für $\sigma_{s,max} \leq f_y$ . . . . .	65
2.27	Anforderungen an die bauliche Durchbildung von Bügelbewehrung für das Verankern und Schließen nach DIN-FB-102 [2009] in (a) der Betondruckzone (b) der Betonzugzone und (c) bei Plattenbalken im Bereich der Platte . . . . .	67
2.28	Nicht normenkonforme Querkraftbewehrungsformen am Beispiel der Rheinbrücke Bonn-Nord (Baujahr 1967); (a) zweiteilige Bügelbewehrung mit kurzer Übergreifungslänge in einem Feldquerträger (b) oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden in einem Stützquerträger . . . . .	68



2.29	Nicht normenkonforme Querkraftbewehrung in Form von einseitig offenen Steckern mit geraden Stabenden, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen am Beispiel der Ruhrtalbrücke Mintard . . . . .	68
2.30	Nicht normenkonformer Übergreifungsstoß eines Bügels aus glattem Betonstahl am Beispiel der Glockseebrücke Hannover . . . . .	68
3.1	Anwendung des Prinzips der „Substrukturtechnik“ für experimentelle Untersuchungen an Balkenelementen . . . . .	72
3.2	Versuchsanlage für die Prüfung von Balkenelementen nach dem Prinzip der „Substrukturtechnik“ (Prüfrahmen nur teilweise dargestellt) . . . . .	74
3.3	Momenten-Normalkraft-Kapazitäten des Versuchsstandes und Vergleich mit den Momenten-Normalkraft-Widerständen beispielhafter Rechteck-Querschnitte . . . . .	75
3.4	<b>(a)</b> Draufsicht und <b>(b)</b> Längsschnitt des Versuchsstandes zur Prüfung von Balkenelementen nach dem Prinzip der Substrukturtechnik. Abmessungen in [mm], o. M.; (der Steuerung zugrunde liegendes Koordinatensystem in rot dargestellt) . . . . .	76
3.5	Massive Lasteinleitungsplatte mit drei austauschbaren Passteilen . . . . .	77
3.6	Resultierende Schnitt- und Weggrößen am Gesamtsystem bzw. am herausgelösten Teilsystem sowie entsprechende Randbedingungen für die Lasteinleitungsplatten . . . . .	80
3.7	Konstruktion zur Verankerung der Spannglieder und Längsbewehrungsstäbe in den Passteilen der Lasteinleitungsplatte (hier an der aktiven Lasteinleitungsseite) . . . . .	81
3.8	Vergleich der Rissbilder (kritischer Schubriss im Feldbereich) für <b>(a)</b> dem Durchlaufträger-Teilsystem bei Prüfung im Substruktur-Versuchsstand [Schramm et al., 2019a] und <b>(b)</b> einen ganzen Durchlaufträger (Quelle: Martin Herbrand, RWTH Aachen) . . . . .	83
3.9	Vergleich der Abplatzungen in der Druckzone im Bereich der Lasteinleitung für <b>(a)</b> den Versuch an einem ganzen Träger und <b>(b)</b> den Versuch an einem Teilsystem . . . . .	83
3.11	Finite Elemente Modell für die Simulation der Versuche an Substrukturen unter Verwendung von Schalenelementen . . . . .	86
3.13	Hauptspannungen und Druck-Kontaktspannungen in der Fuge für Substruktur-Versuch R11 an einem Durchlaufträgerteilsystem bei Erreichen der Bruchlast . . . . .	88
3.14	Vergleich der Trajektorienverläufe der Hauptspannungen bei Erreichen der Bruchlast für den identischen Schubfeldbereich (Querkraftbewehrung $\varnothing 10/25$ , Bereich zwischen Feldlast und Mittelstütze) <b>(a)</b> eines ganzen Durchlaufträgers des Versuchs DLT 1.1 <b>(b)</b> eines Durchlaufträger-Teilsystems (Substruktur) . . . . .	89
3.16	Untersuchte Bügelformen: <b>(a)</b> oben offene Bügel mit geraden Stabenden, <b>(b)</b> zweiteilige Bügel mit geraden Stabenden und geringer Übergreifungslänge und <b>(c)</b> Steckbügel mit geraden Stabenden, die nicht über die gesamte Querschnittshöhe reichen . . . . .	91
3.17	Abmessungen und Bewehrungs- sowie Spanngliedführung der Versuchsträger: <b>(a)</b> Versuche R1 bis R11 (Rechteckquerschnitt), <b>(b)</b> Versuche PB1 bis PB3 (T-Querschnitt); o. M. . . . .	94
3.18	Bewehrungskorb von Versuchsträger PB2-gB mit faseroptischen Messfasern entlang der Querkraftbewehrungselemente . . . . .	98

3.19	Bruchbild des Versuchs R2-gB; Ansicht von der Seite mit optischem Messfeld, links: Achse Feld, rechts: Achse Stütze . . . . .	100
3.20	Bruchbild des Versuchs PB2-gB; Ansicht von der Seite mit manuell aufgezeichnetem Rissbild [Schramm et al., 2019b], links: Achse Stütze, rechts: Achse Feld . . . . .	101
3.22	Einfluss des Querkraftbewehrungsgehaltes $\rho_w$ auf die maximale Querkrafttragfähigkeit (basiert auf [Schramm et al., 2019a]) . . . . .	102
3.23	Entwicklung des kritischen Schubrisses (dargestellt über die Hauptformänderung) für Versuchsträger R2-gB . . . . .	103
3.24	Vergleich der Rissbildung (dargestellt über die Hauptformänderung) für Versuchsträger R10-o und R11-gB mit unterschiedlichem Querkraftbewehrungsgehalt $\rho_w$ . . . . .	104
3.25	Entwicklung der Schubrissbreite (maßgebender Schubriss im Stützbereich) in Abhängigkeit der Querkraft für verschiedene Querkraftbewehrungsgehalte (Auswertung aus optischen Messungen auf halber Trägerhöhe) . . . . .	105
3.26	Rissbilder aller Versuche mit Darstellung des kritischen Schubrisses (in rot hervorgehoben) und zugehörige Trägerbereiche/Momentenverläufe . . . . .	107
3.27	Dehnungsentwicklung für die abgewinkelte Bügelgeometrie in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft für Versuch R3-gB (geschlossene Bügelbewehrung), Bügel 8 . . . . .	109
3.29	Dehnungsentwicklung für die abgewinkelte Bügelgeometrie in Abhängigkeit der resultierenden Querkraft für Versuch R4-ooB (oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden), Bügel 8 . . . . .	111
3.35	Vergleich der Ergebnisse von Dehnungsmessungen mit konventionellen Dehnmessstreifen und faseroptischen Sensoren bei unterschiedlichen Lastniveaus; Versuch R4-ooB, vertikaler Schenkel von Bügel 2 . . . . .	118
3.36	Versuchsaufbau und Probekörper mit Messtechnik für die Pull-out-Versuche . . . . .	121
3.37	Typische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Stabdurchmesser 6, 8 und 12 mm mit jeweils unterschiedlichen Oberflächenrauigkeiten (zugehörige Rauigkeitswerte siehe Tabelle 3.6) . . . . .	122
3.38	Verteilung der Verbundspannungen entlang der Verbundlänge in Abhängigkeit der Kraft und des Schlupfwertes $s$ (am unbelasteten Stabende) aus faseroptischen Messungen für Versuch V57-C45-12-10; unbelastetes Stabende bei Station 0 cm . . . . .	124
3.39	Einfluss der Verbundlänge auf die Druckfestigkeit-bezogene mittlere Verbundspannung; Einzelwerte und Darstellung der jeweiligen Mittelwerte als Kurven . . . . .	125
3.45	Einfluss der Bügelform auf den Traganteil der Querkraftbewehrung bei konstantem Bewehrungsgrad $\rho_w$ . . . . .	134
3.55	Rissuferverschiebungen in vertikale und horizontale Richtung aus optischen Messungen der Risskinematik auf Höhe der risskreuzenden Bügel kurz vor Erreichen der Höchstlast für Versuch R2 . . . . .	145
3.58	Zusammenhang zwischen Anteil der Rissöffnung des kritischen Schubrisses in Spanngliedrichtung und Spanngliedspannungszuwachs $\Delta\sigma_p$ bzw. zusätzlichen Querkrafttraganteil $\Delta V_p$ für Versuch R2 (3 Litzen mit jeweils $140\text{ mm}^2$ , $\tau_{b1} = 3,39\text{ MPa}$ ) . . . . .	149

3.59	Horizontaler Verlauf des kritischen Schubrisses an der Unterkante des Flansches und seitliches Ausstrahlen des Risses bei weiterer Propagation in den Flansch bei Versuch PB2 . . . . .	151
3.61	Vergleich der experimentell ermittelten Bruchquerkräfte und Querkraftwiderstände nach der BEM-ING [2020] (Fachwerkmodell mit additivem Betontraganteil) . . . . .	154
4.1	Tatsächlicher Rissverlauf und Modellannahme eines idealisierten Schubrisses mit Neigung $\beta_r$ . . . . .	160
4.2	Vergleich der experimentell und nach Gleichung 4.3 ermittelten Kotangens der Schubrisswinkel in Abhängigkeit der Beton- und Betonstahlkennwerte (querkraftunbewehrte Versuchsträger nicht berücksichtigt) . . . . .	161
4.3	Ermittlung des Bügeltraganteils für oben offene Bügel mit geraden Stabenden, bei vollständiger Verankerung im Gurt . . . . .	164
4.4	Ermittlung des Bügeltraganteils für oben offene Bügel mit geraden Stabenden, bei teilweiser Verankerung im Gurt . . . . .	164
4.5	Ermittlung des Bügeltraganteils für oben offene Bügel mit geraden Stabenden, bei Verankerung ohne Gurt . . . . .	165
4.6	Ermittlung des Bügeltraganteils für unten offene Bügel mit geraden Stabenden, bei Verankerung außerhalb eines Gurtes . . . . .	165
4.7	Ermittlung des Bügeltraganteils für nach unten offene Stecker als Zulage im Stützbereich	166
4.8	Ermittlung des Bügeltraganteils für zweiteilige Steckbügel mit unzureichender Übergreifungslänge . . . . .	167
4.9	<b>(a)</b> Querschnitt, <b>(b)</b> Auszüge der Querkraftbewehrung und <b>(c)</b> Längsschnitt sowie statisches System für einen beispielhaften Querträger in Stützenachse 17 („Stützquerträger“) der „BAB 565, Rheinbrücke Bonn-Nord, linksrheinische Vorlandbrücke“ mit Darstellung des Spanngliedverlaufs sowie des maßgebenden Bemessungsschnitts . . .	173
4.10	Entlang des Biegeschubrisses und durch die Druckzone senkrecht zur Stabachse freigeschnittener Körper zur Betrachtung der Gleichgewichts- und Kinematikbeziehungen an einem Lamellenmodell und berücksichtigte Traganteile (Traganteile der Bügelbewehrung hier im Vergleich zu den folgenden Ausführungen diskret dargestellt); Kräfte in Wirkungsrichtung dargestellt . . . . .	180
4.11	Variable Lage der Nachweisstelle, hier dargestellt für die Versuche an Substrukturen (der dargestellte „Kontrollschnitt“ entspricht der Lage des vertikalen Schnitts durch die Druckzone, wobei die Formulierung der Gleichgewichtsbedingungen am schrägen Schnitt erfolgt) . . . . .	181
4.12	Angenommene Geometrie und kinematische Beziehungen des Schubrisses in Form von zwei Rissabschnitten und einer Rotation um die momentane Risspitze . . . . .	183
4.13	Maximal ertragbare Schubspannung $\tau_{xz,max}$ in Abhängigkeit der Längsdruckspannung, dargestellt für unterschiedliche Betondruckfestigkeiten $f_{cm} = 20 - 50$ MPa . . . . .	189
4.15	Ermittlung des Bügeltraganteils am Biegeschubriss-Lamellenmodell über eine „Verschmierung“ der diskreten Querkraftbewehrung in vertikale Lamellen . . . . .	191

4.16	Trigonometrische Zusammenhänge zur Bestimmung des Hebelarms $e_p$ , hier dargestellt für einen Biegeschubriss im positiven Momentenbereich . . . . .	193
4.17	Ablaufschema der iterativen und inkrementellen Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit am Biegeschubriss-Lamellenmodell (BSRLM) für jeden Nachweisschnitt . . . . .	199
4.20	Vergleich der nach dem BSRLM ermittelten Querkrafttraganteile für Versuche R1, R2, R11 . . . . .	204
4.22	Verlauf der Bügelspannungen entlang der horizontalen Risslänge $l_{cr}$ bei Erreichen der Bruchquerkraft für Versuch R2 (hier dargestellt für einen Kontrollschnitt im Stützbereich) . . . . .	206
A.1	Anordnung der Seilzugsensoren zur Wegmessung sowie des Messfeldes für kamera-basierte optische Messungen <b>(a)</b> für Versuche R1 - R11 <b>(b)</b> für Versuche PB1 - PB3 . . . . .	218
A.2	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R1-o (keine Bügelbewehrung) . . . . .	219
A.4	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R2-gB (geschlossene Bügelbewehrung) . . . . .	221
A.8	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R3-gB (geschlossene Bügelbewehrung) . . . . .	225
A.12	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R4-ooB (oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden) . . . . .	229
A.16	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R5-ooB (oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden) . . . . .	233
A.20	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R6-gBS (geschlossene Bügelbewehrung und unten offene Stecker mit geraden Stabenden im Stützbereich) . . . . .	237
A.24	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R7-gBS (geschlossene Bügelbewehrung und unten offene Stecker mit geraden Stabenden im Stützbereich) . . . . .	241
A.28	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R8-zB (zweiteilige Bügel mit kurzer Übergreifungslänge) . . . . .	245
A.32	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R9-zB (zweiteilige Bügel mit kurzer Übergreifungslänge) . . . . .	249
A.36	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R10-o (ohne Bügelbewehrung) . . . . .	253
A.39	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch R11-gB (geschlossene Bügelbewehrung) . . . . .	256
A.43	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch PB1-ooB (oben offene Bügelbewehrung mit geraden Stabenden) . . . . .	260
A.47	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch PB2-gB (geschlossene Bügelbewehrung) . . . . .	264
A.51	Querkraft-Verformungs-Beziehung, Versuch PB3-gB (geschlossene Bügelbewehrung) . . . . .	268
A.55	Messstellen der Risskinematik aus den photogrammetrischen Messungen für Versuch R1281	
A.56	Messstellen der Risskinematik aus den photogrammetrischen Messungen für Versuch R2281	
A.57	Messstellen der Risskinematik aus den photogrammetrischen Messungen für Versuch R11282	
B.1	Exemplarisches Rauigkeitsprofil für Stabdurchmesser 6 mm für eine Taststrecke von 5,6 mm gemäß DIN EN ISO 4288 [1998] . . . . .	320
B.2	Exemplarisches Rauigkeitsprofil für Stabdurchmesser 8 mm für eine Taststrecke von 5,6 mm gemäß DIN EN ISO 4288 [1998] . . . . .	320

---

B.3	Exemplarisches Rauigkeitsprofil für Stabdurchmesser 12 mm für eine Taststrecke von 5,6 mm gemäß DIN EN ISO 4288 [1998] . . . . .	321
B.4	Exemplarisches Rauigkeitsprofil für Stabdurchmesser 14 mm für eine Taststrecke von 5,6 mm gemäß DIN EN ISO 4288 [1998] . . . . .	321



# Tabellenverzeichnis

2.1	Übersicht verschiedener Querkraftmodelle für Bauteile ohne Querkraftbewehrung bzw. zur Beschreibung des Betontraganteils . . . . .	43
3.1	Übersicht des Versuchsprogramms . . . . .	91
3.2	Materialeigenschaften des Betons (Mittelwerte aus allen Versuchen) . . . . .	95
3.3	Materialeigenschaften des Betonstahls (Mittelwerte aus allen Versuchen) . . . . .	96
3.4	Materialeigenschaften des Spannstahls (Mittelwerte aus allen Versuchen) . . . . .	96
3.5	Bruchquerkräfte ( $V_{\max}$ ), gemittelte Neigungen des kritischen Schubrisses ( $\beta_r$ ), Schrägrisslasten ( $V_{cr}$ ) und Verhältnis der Querkrafttragfähigkeiten mit und ohne Querkraftbewehrung ( $V_{\max}/V_{ult,\rho_w=0}$ ) . . . . .	99
3.6	Übersicht des Versuchsprogramms der Ausziehversuche mit glattem Betonstahl . . .	120
3.7	Materialeigenschaften des für die Pull-out-Versuche verwendeten Betons . . . . .	121
3.8	Ergebnisse der Versuche mit Haken am Stabende . . . . .	128
3.9	Vergleich der experimentell ermittelten und nach Model Code [2010] sowie Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung [2015] für gute Verbundbedingungen ansetzbaren mittleren Verbundspannungen . . . . .	132
3.10	Querkrafttraganteile infolge Rissreibung im Bruchzustand für Versuche R1, R2 und R11 (ZPM $\hat{=}$ Zweiphasenmodell, RCM $\hat{=}$ Rough Crack Model) . . . . .	144
3.11	Spannstahlspannung bei Versuchsbeginn und Spannungsreserve der Spannglieder . .	149
3.12	Zuwachs der Spanngliedspannung $\Delta\sigma_p$ und Zunahme des entsprechenden Querkrafttraganteils $\Delta V_p$ bei Erreichen der Höchstlast sowie Neigung des kritischen Schubrisses im Schnittpunkt der Spanngliedachse . . . . .	150
4.1	Vergleich der experimentell (aus der Differenz der Bruchlasten mit und ohne Bügelbewehrung) und rechnerisch ermittelten Bügeltraganteile . . . . .	171
4.2	Vergleich der experimentell (aus der Differenz der Bruchlasten mit und ohne Bügelbewehrung) und rechnerisch ermittelten Bügeltraganteile mit Berücksichtigung des Rissreibungsanteils . . . . .	172
4.3	Schnittgrößen und Querschnittswerte für den maßgebenden Bemessungsschnitt im Stützbereich des Querträgers . . . . .	174
A.1	Betonzusammensetzung und Frischbetoneigenschaften für den Beton der Versuche R1-R11 . . . . .	272





## Literaturverzeichnis

- [Abrams 1913] ABRAMS, D. A.: Tests of bond between concrete and steel / University of Illinois, Urbana. 1913 (Bulletin No. 71). – Forschungsbericht
- [Adam et al. 2018] ADAM, V. ; HERBRAND, M. ; CLASSEN, M.: Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss der Bauteilbreite und der Schubslankheit auf die Querkrafttragfähigkeit von Stahlbetonplatten ohne Querkraftbewehrung. In: *Bauingenieur* 93 (2018), Nr. 1, S. 37–45
- [Adebar 1994] ADEBAR, P.: Testing structural concrete beam elements. In: *Materials and Structures* 27 (1994), S. 445–451
- [Alsiwat u. Saatcioglu 1992] ALSIWAT, J. M. ; SAATCIOGLU, M.: Reinforcement Anchorage Slip under Monotonic Loading. In: *Journal of Structural Engineering* 118 (1992), September, Nr. 9, S. 2421–2438. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1992\)118:9\(2421\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:9(2421)). – DOI 10.1061/(asce)0733-9445(1992)118:9(2421)
- [Alvarez 1998] ALVAREZ, M.: *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 1998. <http://dx.doi.org/10.3929/ETHZ-A-001992959>. – DOI 10.3929/ETHZ-A-001992959
- [Angnes 2016] ANGNES, U.: *Bemessung von zugbeanspruchten kombinierten Übergreifungsstößen aus Glatt- und Rippenstählen beim Bauen im Bestand*, Technische Universität Kaiserslautern, Diss., 2016
- [ASCE-ACI 1973] ASCE-ACI: The Shear Strength of Reinforced Concrete Members. In: *Joint ASCE-ACI Task Committee 426 on Shear and Diagonal Tension of the Committee on Masonry and Reinforced Concrete of the Structural Division, ASCE* 99 (1973), Nr. 6, S. 1091–1187
- [Ayensa et al. 2019] AYENSA, A. ; OLLER, E. ; BELTRÁN, B. ; IBARZ, E. ; MARÍ, A. ; GRACIA, L.: Influence of the flanges width and thickness on the shear strength of reinforced concrete beams with T-shaped cross section. In: *Engineering Structures* 188 (2019), Juni, S. 506–518. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.03.057>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2019.03.057
- [Bažant u. Gambarova 1980] BAŽANT, Z. P. ; GAMBAROVA, P.: Rough Cracks in Reinforced Concrete. In: *Journal of the Structural Division* 106 (1980), Nr. 4, S. 819–842
- [Bach u. Graf 1911] BACH, C. ; GRAF, O.: Versuche mit Eisenbetonbalken zur Bestimmung des Einflusses der Hakenform des Eiseneinlagen. In: *Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 9* (1911)

- [BASt 2018] BAST - BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN (Hrsg.): *Brücken an Bundesfernstraßen, Brückenstatistik 09/2018*. Bergisch Gladbach: BAST - Bundesanstalt für Straßenwesen, 2018. [https://www.bast.de/BASt\\_2017/DE/Statistik/statistik-node.html](https://www.bast.de/BASt_2017/DE/Statistik/statistik-node.html). – aufgerufen am 17.06.2019
- [Bauer 1949] BAUER, R.: Der Haken im Stahlbetonbau. In: *Sonderdruck Die Bautechnik Jahrgang 26, Heft 4* (1949)
- [Baumann u. Rüschi 1970a] BAUMANN, T. ; RÜSCH, H. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 210, Schubversuche mit indirekter Krafteinleitung*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1970. – 1–42 S.
- [Baumann u. Rüschi 1970b] BAUMANN, T. ; RÜSCH, H. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 210, Versuche zum Studium der Verdübelungswirkung der Biegezugbewehrung eines Stahlbetonbalkens*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1970. – 43–83 S.
- [Bay 1963] BAY, H.: *Ergebnis der Beratungen über die Schubbewehrung*. Vorträge Betontag 1963, 1963. – Deutscher Beton-Verein e. V.
- [Behnke 2013] BEHNKE, R.: *Effiziente Algorithmen der Positionsbestimmung und positionsbasierte Kontextgewinnung zur Selbstorganisation in drahtlosen Sensornetzwerken*, Universität Rostock, phdthesis, 2013
- [BEM-ING 2020] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur - Abteilung Straßenbau: *Nachrechnung von Straßenbrücken - Regelungen und Richtlinien für die Berechnung und Bemessung von Ingenieurbauten (BEM-ING) Teil 2*. 2020 . – In Vorbereitung
- [Bentz et al. 2006] BENTZ, E. C. ; VECCHIO, F. J. ; COLLINS, M. P.: Simplified Modified Compression Field Theory for Calculating Shear Strength of Reinforced Concrete Elements. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006), Nr. 4, S. 614–624
- [Van den Berg 1962] BERG, F. J. d.: Shear Strength of Beams without Web Reinforcement. Part 2: Factors Affecting Load at Diagonal Cracking. In: *ACI Journal* 59 (1962), Nr. 11, S. 1587–1600
- [Bestimmungen 1916] Deutscher Ausschuss für Eisenbeton: *Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*. 1916
- [Bülte 2008] BÜLTE, S.: *Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung*. Aachen, RWTH Aachen University, Diss., 2008
- [BMV-Ril 1966] *BMV-Richtlinie: Zusätzliche Bestimmungen zu DIN 4227 für Brücken aus Spannbeton*. Bonn : Bundesministerium für Verkehr/Hauptverwaltung der Deutschen Bahn, 1966
- [Brantschen et al. 2016] BRANTSCHEN, F. ; FARIA, D. ; RUIZ, M. F. ; MUTTONI, A.: Bond behaviour of straight, hooked, U-shaped and headed bars in cracked concrete. In: *Structural Concrete* 17 (2016), Dezember, Nr. 5, S. 799–810. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201500199>. – DOI 10.1002/suco.201500199

- [BGL 2016] BUNDESVERBAND GÜTERKRAFTVERKEHR LOGISTIK UND ENTSORGUNG (BGL) E.V. (Hrsg.): *Transportleistung der Verkehrsträger im Bundesgebiet 1950 - 2014*. Frankfurt am Main: Bundesverband Güterkraftverkehr Logistik und Entsorgung (BGL) e.V., 2016. [http://www.bgl-ev.de/web/medien/daten\\_und\\_fakten/verkehrsleistungen.htm](http://www.bgl-ev.de/web/medien/daten_und_fakten/verkehrsleistungen.htm). – aufgerufen am 23.06.2019
- [Campana et al. 2013] CAMPANA, S. ; RUIZ, M. F. ; ANASTASI, A. ; MUTTONI, A.: Analysis of shear-transfer actions on one-way RC members based on measured cracking pattern and failure kinematics. In: *Magazine of Concrete Research* 65 (2013), März, Nr. 6, S. 386–404. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.12.00142>. – DOI 10.1680/mac.12.00142
- [Carl et al. 2018] CARL, S. ; FISCHER, O. ; WILD, M. ; SCHMIDT-THRÖ, G. ; GEHRLEIN, S. ; SCHRAMM, N. ; THOMA, S.: Einsatz hochauflösender quasi-kontinuierlicher faseroptischer Messtechnik in der experimentellen Forschung und an Bauteilen. In: *Beiträge zur 6. DAfStb-Jahrestagung mit 59. Forschungskolloquium*, 2018, S. 93–102
- [Carrion u. Spencer 2007] CARRION, J. E. ; SPENCER, J. Billie F. Billie F.: Model-based Strategies for Real-time Hybrid Testing / Newmark Structural Engineering Laboratory. University of Illinois at Urbana-Champaign. Version: 2007. <http://hdl.handle.net/2142/3629>. 2007 (006). – techreport
- [Cavagnis 2017] CAVAGNIS, F.: *Shear in reinforced concrete without transverse reinforcement: from refined experimental measurements to mechanical models*, École polytechnique fédérale de Lausanne, Diss., 2017
- [Cavagnis et al. 2015] CAVAGNIS, F. ; RUIZ, M. F. ; MUTTONI, A.: Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results. In: *Engineering Structures* 103 (2015), November, S. 157–173. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.015>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2015.09.015
- [Chana 1987] CHANA, P. S.: Investigation of the mechanism of shear failure of reinforced concrete beams. In: *Magazine of Concrete Research* 39 (1987), Dezember, Nr. 141, S. 196–204. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1987.39.141.196>. – DOI 10.1680/mac.1987.39.141.196
- [Choi et al. 2016] CHOI, K.-K. ; KIM, J.-C. ; PARK, H.-G.: Shear Strength Model of Concrete Beams Based on Compression Zone Failure Mechanism. In: *ACI Structural Journal* 113 (2016), September, Nr. 5, S. 1095–1106. <http://dx.doi.org/10.14359/51689032>. – DOI 10.14359/51689032
- [Choi et al. 2007] CHOI, K.-K. ; PARK, H.-G. ; WIGHT, J. K.: Unified Shear Strength Model for Reinforced Concrete Beams - Part I: Development. In: *ACI Structural Journal* 104 (2007), März, Nr. 2, S. 142–152
- [Classen 2020] 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), Mai, S. 110207. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110207>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2020.110207
- [Colley u. A. 1967] COLLEY, B. E. ; A., H. H.: Aggregate Interlock at Joints in Concrete Pavements. In: *Portland Cement Association Research & Development Laboratories* (1967). – Bulletin D-124

- [Collins et al. 2015] COLLINS, M. P. ; BENTZ, E. C. ; QUACH, P. T. ; PROESTOS, G. T.: The Challenge of Predicting the Shear Strength of Very Thick Slabs. In: *Concrete International* 37 (2015), Nr. 11, S. 29–37. – ISSN 0162–4075
- [Collins u. Kirschner 1986] COLLINS, M. P. ; KIRSCHNER, U. ; CIVIL ENGINEERING, U. of Toronto. Dept. o. (Hrsg.): *Investigating the Behaviour of Reinforced Concrete Shell Elements*. 9 und 86. University of Toronto, Department of Civil Engineering, 1986. – ISBN 9780772770851
- [CSA A23.3-04 2007] *CSA-A23.3-04 Design of concrete structures*. Canadian Standards Association, 2007
- [DAfEb 1916] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR EISENBETON (Hrsg.): *Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton*. 1916
- [DAfStb 2003] DAfSTB: *DAfStb Heft 525, Erläuterungen zu DIN 1045-1*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2003
- [DAfStb 2012] DAfSTB: *DAfStb Heft 600, Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2012
- [Dankert u. Dankert 2013] DANKERT, J. ; DANKERT, H.: *Technische Mechanik*. Springer Fachmedien Wiesbaden, 2013. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8348-2235-2>. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8348-2235-2>
- [Dehestani u. Mousavi 2015] DEHESTANI, M. ; MOUSAVI, S.: Modified steel bar model incorporating bond-slip effects for embedded element method. In: *Construction and Building Materials* 81 (2015), April, S. 284–290. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.02.027>. – DOI 10.1016/j.conbuildmat.2015.02.027
- [Diederichs 1983] DIEDERICHS, U.: *Untersuchungen über den Verbund zwischen Stahl und Beton bei hohen Temperaturen*, Technische Universität Braunschweig, Diss., 1983
- [Dietschmann 2019] DIETSCHMANN, F.: *Untersuchungen zur Anwendung von Schalenelementen für physikalisch nichtlineare FE-Berechnungen im Stahlbetonbau*, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Masterarbeit, Betreuer: Schramm, N., 2019
- [DIN-1045 1959] *DIN-1045 A. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Stahlbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im Deutschen Normenausschuß (DNA), 1959
- [DIN 1045 1972] STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung*. 1972
- [DIN-1045 1972] *DIN-1045 Beton- und Stahlbetonbau Bemessung und Ausführung*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im Deutschen Normenausschuß (DNA), 1972
- [DIN 1045 1978] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V., BERLIN (Hrsg.): *DIN 1045: Beton- und Stahlbetonbau - Bemessung und Ausführung*. 1978

- [DIN 1072 1952] *DIN1072 Straßen und Wegbrücken Lastannahmen*. Fachnormenausschuss Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA), 1952
- [DIN 1072 1967] *DIN1072 Straßen und Wegbrücken Lastannahmen*. Fachnormenausschuss Bauwesen im Deutschen Normenausschuß (DNA), 1967
- [DIN 4227 1953] Deutscher Normenausschuß: *DIN 4227 - Spannbeton Richtlinien für Bemessung und Ausführung*. Beuth Verlag GmbH, 1953
- [DIN 488-1 2009] DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: *DIN 488-1: Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*. Beuth Verlag GmbH, 2009
- [DIN EN ISO 4287 2010] DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: *DIN EN ISO 4287: Geometrische Produktspezifikation (GPS) - Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren - Benennungen, Definitionen und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit*. Beuth Verlag GmbH, 2010
- [DIN EN ISO 4288 1998] DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: *DIN EN ISO 4288: Geometrische Produktspezifikation (GPS) - Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren - Regeln und Verfahren für die Beurteilung der Oberflächenbeschaffenheit*. Beuth Verlag GmbH, 1998
- [DIN-FB-101 2009] DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: *DIN-Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken*. Beuth Verlag GmbH, März 2009
- [DIN-FB-102 2009] DIN Deutsches Institut für Normung e. V.: *DIN-Fachbericht 102 Betonbrücken*. Beuth Verlag GmbH, März 2009
- [DIN V ENV 1992-1-1 1992] DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin: *DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2 - Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau*. 1992
- [Djarby 1952] DJARBY, W.: *Contribution a l'étude de l'adhérence des fers d'armature au béton / Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich*. 1952. – Forschungsbericht
- [Dörr 1980] DÖRR, K.: *Ein Beitrag zur Bemessung von Stahlbetonscheiben unter besonderer Berücksichtigung des Verbundverhaltens*, TH Darmstadt, Diss., 1980
- [Eibl et al. 1998] EIBL, J. ; IDDA, K. ; LUCERO-CIMAS: *Verbundverhalten bei Querkzug / Fraunhofer IRB*. Stuttgart, 1998 (Bauforschung T 2821, Projektnummer 94008001691). – Forschungsbericht
- [Eligehausen et al. 1982] ELIGEHAUSEN, R. ; POPOV, E. ; BERTORO, V.: *Hysteretic behaviour of reinforcing deformed hooked bars in reinforced concrete joints*. In: *Proceedings of the 7th European Conference of Earthquake Engineering 4* (1982), S. 171–178
- [Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern 1999] *Empfehlungen für Segmentfertigteilterbrücken mit externen Spanngliedern*. Bundesministerium für Verkehr, 1999

- [EN 1990 2010] DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin: *Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*. Beuth Verlag GmbH, 2010
- [EN 1992-1-1 2011] DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit nationalem Anhang*. Beuth Verlag GmbH, 2011
- [EN 1992-2 2010] DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln; Deutsche Fassung EN 1992-2:2005 + AC:2008*. Beuth Verlag GmbH, 2010
- [EN 1992-2/NA 2013] DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin: *Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln*. Beuth Verlag GmbH, 2013
- [Feldman u. Cairns 2017] FELDMAN, L. R. ; CAIRNS, J.: Assessing Historical Provisions for Bond of Plain Bars. 114 (2017), mar, Nr. 2. <http://dx.doi.org/10.14359/51689163>. – DOI 10.14359/51689163
- [Feng u. Xu 2018] FENG, D.-C. ; XU, J.: An efficient fiber beam-column element considering flexure–shear interaction and anchorage bond-slip effect for cyclic analysis of RC structures. In: *Bulletin of Earthquake Engineering* 16 (2018), Mai, Nr. 11, S. 5425–5452. <http://dx.doi.org/10.1007/s10518-018-0392-y>. – DOI 10.1007/s10518-018-0392-y
- [Fenwick u. Paulay 1968] FENWICK, R. ; PAULAY, T.: Mechanism of shear resistance of concrete beams. In: *Journal of the Structural Division* 94 (1968), Nr. 10, S. 2325–2350
- [Fermendois u. Spencer 2017] FERMANDOIS, G. A. ; SPENCER, B. F.: Model-based framework for multi-axial real-time hybrid simulation testing. In: *Earthquake Engineering and Engineering Vibration* 16 (2017), Oktober, Nr. 4, S. 671–691. <http://dx.doi.org/10.1007/s11803-017-0407-8>. – DOI 10.1007/s11803-017-0407-8
- [fib Bulletin 72 2014] fib (Fédération internationale du béton): *Bond and anchorage of embedded reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Bd. 72. Lausanne, Schweiz, Mai 2014
- [Fischer 1997] FISCHER, J.: *DAfStb Heft 480, Versagensmodell für schubschlanke Balken*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1997
- [Fischer et al. 2016] FISCHER, O. ; LECHNER, T. ; WILD, M.: Nachrechnung von Betonbrücken - Systematische Datenauswertung nachgerechneter Bauwerke / Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen - Heft B 124. 2016. – Forschungsbericht

- [Fischer et al. 2014] FISCHER, O. ; MÜLLER, A. ; LECHNER, T. ; WILD, M. ; KESSNER, K.: Ergebnisse und Erkenntnisse zu durchgeführten Nachrechnungen von Betonbrücken in Deutschland. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 109 (2014), Februar, Nr. 2, S. 107–127. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201300084>. – DOI 10.1002/best.201300084
- [Fischer et al. 2017] FISCHER, O. ; SCHRAMM, N. ; GEHRLEIN, S. F.: Labor- und Feldversuche zur realitätsnahen Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von bestehenden Spannbetonbrücken. In: *Bauingenieur* (2017)
- [Fischer et al. 2019] FISCHER, O. ; THOMA, S. ; CREPAZ, S.: Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Januar, Nr. 3, S. 150–159. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201800089>. – DOI 10.1002/best.201800089
- [Gambarova u. Karakoç 1983] GAMBAROVA, P. ; KARAKOÇ, C.: A New Approach to the Analysis of the Confinement Role in Regularly Cracked Concrete Elements. In: *H - Structural Engineering of Prestressed Reactor Pressure Vessels and Other Structures, H5 - Failure, Fracture Propagation and Ductility, SMiRT 7* (1983), S. 251–261. – Chicago, USA
- [Gandomi et al. 2014] GANDOMI, A. H. ; S., D. M. ; PÉREZ-ORDÓÑEZ, J. L. ; ALAVI, A. H.: Linear genetic programming for shear strength prediction of reinforced concrete beams without stirrups. In: *Applied Soft Computing* 19 (2014), Juni, S. 112–120. <http://dx.doi.org/10.1016/j.asoc.2014.02.007>. – DOI 10.1016/j.asoc.2014.02.007
- [Garber 2009] GARBER, S.: Brücken für Europa. In: MEHDORN, H. (Hrsg.) ; SCHWINN, K. H. (Hrsg.): *Eisenbahnbrücken - Ingenieurbaukunst und Baukultur*. Hamburg : Eurailpress, 2009, S. 67–70
- [Gasch et al. 2012] GASCH, R. ; KNOTHE, K. ; LIEBICH, R.: Substrukturtechniken. Version: 2012. [http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-88977-9\\_17](http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-88977-9_17). In: *Strukturtechnik*. Springer Berlin Heidelberg, 2012. – DOI 10.1007/978-3-540-88977-9\_17, S. 563–598
- [Gastebled u. May 2001] GASTEBLED, O. ; MAY, I.: Fracture Mechanics Model Applied to Shear Failure of Reinforced Concrete Beams Without Stirrups. In: *ACI Structural Journal* 98 (2001), Nr. 2. <http://dx.doi.org/10.14359/10186>. – DOI 10.14359/10186
- [Gehrlein u. Fischer 2018] GEHRLEIN, S. ; FISCHER, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg, Teil 2: Messprogramm, Versuchsergebnisse, Vergleich mit verschiedenen Berechnungsansätzen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), September, Nr. 10, S. 696–704. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201800068>. – DOI 10.1002/best.201800068
- [Gehrlein et al. 2017] GEHRLEIN, S. ; LANDLER, J. ; OBERNDORFER, T.: Querkraftversuche an der Saalebrücke Hammelburg. In: *Vortragsfolien zum 21. Münchener Massivbauseminar* Förderverein Massivbau der TU München e.V. München, 2017. – 24.11.2018

- [Gehrlein et al. 2018] GEHRLEIN, S. ; LANDLER, J. ; OBERNDORFER, T. ; FISCHER, O.: Großversuche zur Querkrafttragfähigkeit bestehender Spannbetonbrücken an der Saalebrücke Hammelburg, Teil 1: Konzeption, Beurteilung des Bestandes und Durchführung der Versuche. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 113 (2018), Juni, Nr. 9, S. 667–675. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201800028>. – DOI 10.1002/best.201800028
- [Gleich 2020] GLEICH, P.: *Das Erweiterte Druckbogenmodell zur Beschreibung des Betontraganteils bei Querkraft*, Technische Universität Dortmund, Diss., 2020
- [Gleich et al. 2016] GLEICH, P. ; KATTENSTEDT, S. ; MAURER, R.: Erweitertes Druckbogenmodell für die Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), Mai, Nr. 5, S. 268–277. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201600008>. – DOI 10.1002/best.201600008
- [GOM 2007] GOM MBH (Hrsg.): *ARAMIS Benutzerhandbuch - Software ARAMIS V6*. Braunschweig: GOM mbH, 2007
- [GOM 2010] GOM MBH (Hrsg.): *ARAMIS Optical 3D Deformation Analysis - gom Optical Measuring Techniques*. Braunschweig: GOM mbH, 2010
- [Goris u. Hegger 2011] GORIS, A. ; HEGGER, J. ; GORIS, A. (Hrsg.) ; HEGGER, J. (Hrsg.): *Stahlbetonbau aktuell*. Bd. 14.2011: *Stahlbetonbau aktuell 2011 : Praxishandbuch*. Berlin : Bauwerk Verl., 2011. – 742 S. <http://publications.rwth-aachen.de/record/49708>. – ISBN 978-3-89932-286-6
- [Goto 1971] GOTO, Y.: Cracks formed in concrete around deformed tension bars. In: *ACI Journal* 68 (1971), S. 244–251
- [Graf u. Brenner 1939] GRAF, O. ; BRENNER, E.: *DAfStb Heft 93, Versuche zur Ermittlung des Gleitwiderstands von Eiseneinlagen im Beton bei stetig steigender Belastung und bei oftmals wiederholter Belastung*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1939
- [Grasser 1968] GRASSER, E.: *Darstellung und kritische Analyse der Grundlagen für eine wirklichkeitsnahe Bemessung von Stahlbetonquerschnitten bei einachsigen Spannungszuständen*, Technische Universität München, phdthesis, 1968
- [Grimm 1997] GRIMM, R.: *DAfStb Heft 477, Einfluß bruchmechanischer Kenngrößen auf das Biege- und Schubtragverhalten hochfester Betone*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1997
- [Görtz 2004] GÖRTZ, S.: *Zum Schubrissverhalten von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. Aachen, RWTH Aachen University, Diss., 2004. <http://nbn-resolving.de/urn/resolver.pl?urn=urn:nbn:de:hbz:82-opus-8929>. – URN urn:nbn:de:hbz:82-opus-8929
- [Haefliger et al. 2017] HAEFLIGER, S. ; MATA-FALCÓN, J. ; KAUFMANN, W.: Application of distributed optical measurements to structural concrete experiments. (2017). <http://dx.doi.org/10.3929/ethz-b-000186477>. – DOI 10.3929/ethz-b-000186477



- [Hamadi u. Regan 1980] HAMADI, Y. D. ; REGAN, P. E.: Behaviour in shear of beams with flexural cracks. In: *Magazine of Concrete Research* 32 (1980), Juni, Nr. 111, S. 67–78. <http://dx.doi.org/10.1680/macrc.1980.32.111.67>. – DOI 10.1680/macrc.1980.32.111.67
- [Hashemi et al. 2015] HASHEMI, M. J. ; AL-MAHAIDI, R. ; KALFAT, R. ; WILSON, J.: Introducing Australia's first hybrid testing facility for performance-based assessment of structures. In: *Proceedings of the Second International Conference on Performance-based and Life-cycle Structural Engineering (PLSE 2015)*, School of Civil Engineering, The University of Queensland, Januar 2015
- [Hassan et al. 1991] HASSAN, M. H. ; SABRY, A. F. ; TAMON, U.: Displacements at shear crack in beams with shear reinforcement under static and fatigue loadings. In: *Doboku Gakkai Ronbunshu* (1991), Nr. 433, S. 215–222
- [Hegger u. Görtz 2007] HEGGER, J. ; GÖRTZ, S.: *DAfStb Heft 557, Querkrafttragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken aus Normal- und Hochleistungsbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2007
- [Hegger et al. 2002] HEGGER, J. ; GÖRTZ, S. ; SCHWERMANN, R.: Analyse des Schubrißverhaltens unter Einsatz der Photogrammetrie. In: *Bautechnik* 79 (2002), März, Nr. 3, S. 135–143
- [Hegger et al. 2009] HEGGER, J. ; KARAKAS, A. ; PELKE, E. ; SCHÖLCH, U.: Zur Querkraftgefährdung bestehender Spannbetonbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), Nr. 11, S. 737–746. <http://dx.doi.org/10.1002/best.200900039>. – DOI 10.1002/best.200900039
- [Hegger et al. 2015] HEGGER, J. ; MARZAHN, G. ; TEWORTE, F. ; HERBRAND, M.: Zur Anwendung des Hauptzugspannungskriteriums bei der Nachrechnung bestehender Spannbetonbrücken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 110 (2015), Nr. 2, S. 82–95
- [Hegger et al. 2019] HEGGER, J. ; MAURER, R. ; FISCHER, O. ; ZILCH, K. ; HERBRAND, M. ; ADAM, V. ; GLEICH, P. ; STUPPAK, E. ; SCHRAMM, N. ; SCHEUFLER, W. ; TECUSAN, R.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - erweiterte Bemessungsansätze / Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). 2019. – Forschungsbericht. – BASt Verbundforschungsprojekt FE 15.0591/2012/FRB - im Druck
- [Hegger et al. 2014a] HEGGER, J. ; MAURER, R. ; ZILCH, K. ; HERBRAND, M. ; KOLODZIEJCZYK, A. ; DUNKELBERG, D.: Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit des Längssystems von Spannbetonbrücken im Bestand. In: *Bauingenieur* 89 (2014), Nr. 12, S. 500–509
- [Hegger et al. 2014b] HEGGER, J. ; MAURER, R. ; ZILCH, K. ; ROMBACH, G.: Beurteilung der Querkraft- und Torsionstragfähigkeit von Brücken im Bestand - Kurzfristige Lösungsansätze / Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). 2014. – Forschungsbericht. – BASt Verbundforschungsprojekt FE 15.0482/2009/FRB - Schlussbericht
- [Heidrich 2009] HEIDRICH, J.: Experimentelle Untersuchungen zum Schubtragverhalten dünner Scheiben aus Ultrahochfestem Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 104 (2009), September, Nr. 9, S. 581–588. <http://dx.doi.org/10.1002/best.200900033>. – DOI 10.1002/best.200900033

- [Henault et al. 2011] HENAULT, J. ; SALIN, J. ; MOREAU, G. ; DELEPINE-LESOILLE, S. ; BERTAND, J. ; TAILLADE, F. ; QUIERTANT, M. ; BENZARTI, K.: Qualification of a truly distributed fiber optic technique for strain and temperature measurements in concrete structures. In: *EPJ Web of Conferences* 12 (2011), S. 03004. <http://dx.doi.org/10.1051/epjconf/20111203004>. – DOI 10.1051/epjconf/20111203004
- [Herbrand 2017] HERBRAND, M.: *Shear strength models for reinforced and prestressed concrete members / Querkraftmodelle für Bauteile aus Stahl- und Spannbeton*, RWTH Aachen University, Diss., 2017. <http://dx.doi.org/10.18154/rwth-2017-06170>. – DOI 10.18154/rwth-2017-06170
- [Herbrand et al. 2017] HERBRAND, M. ; CLASSEN, M. ; ADAM, V. F.: Querkraftversuche an Spannbetondurchlaufträgern mit Rechteck- und I-Querschnitt. In: *Bauingenieur* 92 (2017), Nr. 11, S. 465–473. – ISSN 0005–6650
- [Herbrand et al. 2016] HERBRAND, M. ; KUERES, D. ; CLASSEN, M. ; HEGGER, J.: Einheitliches Querkraftmodell zur Bemessung von Stahl- und Spannbetonbrücken im Bestand. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), Februar, Nr. 2, S. 58–67. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201500055>. – DOI 10.1002/best.201500055
- [Hillerborg et al. 1976] HILLERBORG, A. ; MODÉER, M. ; PETERSSON, P.-E.: Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. In: *Cement and Concrete Research* 6 (1976), November, Nr. 6, S. 773–781. [http://dx.doi.org/10.1016/0008-8846\(76\)90007-7](http://dx.doi.org/10.1016/0008-8846(76)90007-7). – DOI 10.1016/0008-8846(76)90007-7
- [Hollerith 2019] HOLLERIETH, K.: *Numerische Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken unter besonderer Berücksichtigung veralteter Bügelformen*, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Masterarbeit, Betreuer: Schramm, N., 2019
- [Homann 1909] HOMANN, S.: Der von der Königlich Eisenbahndirektion Berlin ausgeführte Dauerversuch an einem Versuchsbalken aus Eisenbeton. In: *Armierter Beton* (1909), Nr. 4 und 5, S. 153–160 (Heft 4) und 202–208 (Heft 5)
- [Hordijk 1992] HORDIJK, D. A.: Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. In: *Heron* 37 (1992), Nr. 1, S. 1–79. – ISSN 0046–7316
- [Hu u. Wu 2017] HU, B. ; WU, Y.-F.: Quantification of shear cracking in reinforced concrete beams. In: *Engineering Structures* 147 (2017), September, S. 666–678. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.035>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2017.06.035
- [Huber 2016] HUBER, P.: *Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbeton- und Spannbetonbrücken*, Technische Universität Wien, Diss., 2016
- [Huber et al. 2016a] HUBER, P. ; HUBER, T. ; KOLLEGER, J.: Investigation of the shear behavior of RC beams on the basis of measured crack kinematics. In: *Engineering Structures* 113 (2016), April, S. 41–58. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.01.025>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2016.01.025

- [Huber et al. 2018] HUBER, P. ; HUBER, T. ; KOLLEGGER, J. ; VILL, M.: Weiterentwicklung des Ingenieurmodells zur Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit von vorgespannten Mehrfeldbrücken - Mehrfeldbrücke / Technische Universität Wien, FH Campus Wien. 2018 (VIF2015). – resreport
- [Huber et al. 2014] HUBER, P. ; KOLLEGGER, J. ; NGUYEN, V. T. ; NGUYEN, D. T.: Mechanisch konsistentes Schubfeldmodell für Bestandsbrücken ohne bzw. mit geringer Querkraftbewehrung - Schubfeldmodell / Technische Universität Wien, Technische Universität Graz. 2014 (VIF2011). – resreport
- [Huber et al. 2016b] HUBER, P. ; KRATZER, K. ; HUBER, T. ; KLEISER, M. ; KOLLEGGER, J.: Rechnerische Beurteilung der Schubtragfähigkeit einer Spannbetonbrücke mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), November, Nr. 11, S. 706–715. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201600050>. – DOI 10.1002/best.201600050
- [Huber et al. 2016c] HUBER, P. ; KROMOSER, B. ; HUBER, T. ; KOLLEGGER, J.: Berechnungsansatz zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit bestehender Spannbetonbrückenträger mit geringem Querkraftbewehrungsgrad. In: *Bauingenieur* 91 (2016), Nr. 6, S. 227–237
- [Huber 2019] HUBER, T.: *Beurteilung der Querkrafttragfähigkeit bestehender Stahlbetonplattenbrücken mit Aufbiegungen*, Technische Universität Wien, Diss., 2019
- [Jacobsen et al. 2011] JACOBSEN, J. S. ; POULSEN, P. N. ; OLESEN, J. F.: Characterization of mixed mode crack opening in concrete. In: *Materials and Structures* 45 (2011), Juni, Nr. 1-2, S. 107–122. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-011-9754-5>. – DOI 10.1617/s11527-011-9754-5
- [Javidmehr et al. 2018] JAVIDMEHR, S. ; OETTEL, V. ; EMPELMANN, M.: Schrägrissbildung von Stahlbetonbalken unter Querkraftbeanspruchung. In: *Bauingenieur* 93 (2018), Nr. 6, S. 248–254
- [Jenq u. Shah 1985] JENQ, Y. ; SHAH, S. P.: Two Parameter Fracture Model for Concrete. In: *Journal of Engineering Mechanics* 111 (1985), Oktober, Nr. 10, S. 1227–1241. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(1985\)111:10\(1227\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(1985)111:10(1227)). – DOI 10.1061/(asce)0733-9399(1985)111:10(1227)
- [Jirásek 2011] *Kapitel Damage and smeared crack models*. In: JIRÁSEK, M.: *Numerical modeling of concrete cracking*. Bd. 532. Springer - CISM international centre for mechanical sciences, 2011, S. 1–49
- [Jungwirth 1970] JUNGWIRTH, D. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 211, Elektronische Berechnung des in einem Stahlbetonbalken im gerissenen Zustand auftretenden Kräftezustandes unter besonderer Berücksichtigung des Querkraftbereiches*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1970
- [Kani 1964] KANI, G.: The Riddle of Shear Failure and its Solution. In: *Journal Proceedings* 61 (1964), Nr. 4, S. 441–468
- [Kani 1969] KANI, G.: A Rational Theory for the Function of Web Reinforcement. In: *Journal Proceedings* 66 (1969), Nr. 3, S. 185–197

- [Kaufmann 1998] KAUFMANN, W.: *Strength and deformations of structural concrete subjected to in-plane shear and normal forces*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 1998. <http://dx.doi.org/10.3929/ETHZ-A-001972931>. – DOI 10.3929/ETHZ-A-001972931
- [Kaufmann u. Marti 1996] KAUFMANN, W. ; MARTI, P.: Versuche an Stahlbetonträgern unter Normal- und Querkraft. In: *Bericht -Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich* (1996). <http://dx.doi.org/10.3929/ethz-a-001734903>. – DOI 10.3929/ethz-a-001734903
- [Kautsch 2005] KAUTSCH, R.: Anwendung der Erweiterten Technischen Biegelehre im Stahlbeton- und Spannbetonbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 100 (2005), September, Nr. S2, S. 117–120. <http://dx.doi.org/10.1002/best.200590251>. – DOI 10.1002/best.200590251
- [Kemp u. Wilhelm 1977] KEMP, E. L. ; WILHELM, W. J.: An Investigation of the Parameters Influencing Bond Behaviour with a View towards Establishing Design Criteria, Main Report / Department of Civil Engineering, West Virginia University, West Virginia. 1977 (WVDOH 46-2). – resreport
- [Khuntia u. Stojadinovic 2001] KHUNTIA, M. ; STOJADINOVIC, B.: Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement. In: *ACI Structural Journal* 98 (2001), Nr. 5, S. 648–656
- [Kiziltan 2012] KIZILTAN, H.: *Zum Einfluss des Druckbogens auf den Schubwiderstand von Spannbetonbalken*, Technische Universität Dortmund, phdthesis, 2012
- [Kleinlogel 1911] KLEINLOGEL, A.: *Über das Wesen und die wahre Größe des Verbundes zwischen Eisen und Beton*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH, 1911. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-662-40183-5>. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-662-40183-5>
- [Kley u. Mark 2016] KLEY, C. ; MARK, P.: Zur Mindestquerkraftbewehrung von Stahlbetonbalken. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), November, Nr. 11, S. 728–737. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201500063>. – DOI 10.1002/best.201500063
- [Kolodziejczyk 2015] KOLODZIEJCZYK, A.: *Untersuchungen zum Kippen schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger beliebiger Geometrie mit der nichtlinearen FEM*, Technische Universität Dortmund, Diss., 2015. <http://dx.doi.org/10.17877/DE290R-7511>. – DOI 10.17877/DE290R-7511
- [Kordina u. Blume 1985] KORDINA, K. ; BLUME, F.: *DAfStb Heft 364, Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbetonelemente*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1985
- [Kotsovovs u. Bobrowski 1993] KOTSOVOS, M. ; BOBROWSKI, J.: Design model for Structural Concrete based on the Concept of the Compressive Force Path. In: *ACI Structural Journal* 90 (1993), Nr. 1, S. 12–20

- [Kueres et al. 2015] KUERES, D. ; STARK, A. P. ; HERBRAND, M. ; CLASSEN, M.: Numerische Abbildung von Beton mit einem plastischen Schädigungsmodell: Grundlegende Untersuchungen zu Normalbeton und UHPC. In: *Bauingenieur* 90 (2015), Nr. 6, S. 252–264
- [Kupfer 1973] KUPFER, H. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 229, Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1973
- [Kupfer 1975] KUPFER, H.: Neue Untersuchungen an Übergreifungsstößen. In: *Vorträge „Betontag 1975“*. Wiesbaden : Deutscher Beton-Verein, 1975, S. 388–401
- [Kupfer u. Baumann 1971] KUPFER, H. ; BAUMANN, T.: Mögliche Bügelformen bei hoher Schubbeanspruchung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 66 (1971), Nr. 7, S. 168–177
- [Kupfer u. Baumann 1973] KUPFER, H. ; BAUMANN, T.: Schubversuche mit Hutbügel aus geschweißten Betonstahlmatten - Bericht über den Balkenversuch H 1 und Vorschlag für den Balkenversuch H 2 / Bericht über den Balkenversuch H 2 / Bericht der Technischen Hochschule München, Lehrstuhl für Massivbau. 1973. – techreport
- [Kupfer et al. 1969] KUPFER, H. ; HILSDORF, H. K. ; RUSCH, H.: Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses. In: *ACI Journal Proceedings* 66 (1969), Nr. 8. <http://dx.doi.org/10.14359/7388>. – DOI 10.14359/7388
- [Kuuskovski 1950] KUUSKOVSKI, V.: *Über die Haftung zwischen Beton und Stahl. Experimentelle Untersuchung über den Einfluss der äusseren Belastung auf den Betrag der Spannungen in Einbetonierten Stahleinlagen sowie auf die Ausbildung der Haftspannungen an der Berührungsfläche von Beton und Stahleinlage*. Helsinki, Technische Hochschule von Finnland, Diss., 1950
- [Lamatsch 2020] LAMATSCH, S.: *Numerische Untersuchungen zur Querkrafttragfähigkeit von Spannbetonbrücken*, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Masterarbeit, Betreuer: Schramm, N., 2020
- [Leitsätze 1904] Verband Deutscher Architekten und Ingenieurvereine / Deutscher Beton Verein: *Vorläufige Leitsätze für die Vorbereitung, Ausführung und Prüfung von Eisenbetonbauten*. 1904
- [Leonhardt 1973] LEONHARDT, F.: *Vorlesungen über Massivbau*. Springer, Berlin, 1973
- [Leonhardt 1980] LEONHARDT, F.: *Vorlesungen über Massivbau*. Springer, Berlin, 1980
- [Leonhardt et al. 1973] LEONHARDT, F. ; KOCH, R. ; ROSTÁSY, F. S. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 227, Schubversuche an Spannbetonträgern*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1973
- [Leonhardt u. Schelling 1974] LEONHARDT, F. ; SCHELLING, G. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 239, Torsionsversuche an Stahlbetonbalken*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1974
- [Leonhardt u. Walther 1962] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 151, Schubversuche an einfeldrigen Stahlbetonbalken mit und ohne Schubbewehrung*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1962

- [Leonhardt u. Walther 1963] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 156, Schubversuche an Plattenbalken mit unterschiedlicher Schubbewehrung*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1963
- [Leonhardt u. Walther 1965] LEONHARDT, F. ; WALTHER, R.: Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 60 (1965), Nr. 5, S. 108–123
- [Liang et al. 2000] LIANG, Q. Q. ; XIE, Y. M. ; STEVEN, G. P.: Topology Optimization of Strut-and-Tie Models in Reinforced Concrete Structures Using an Evolutionary Procedure. In: *ACI Structural Journal* 97 (2000), Nr. 2. <http://dx.doi.org/10.14359/863>. – DOI 10.14359/863
- [Lindorf 2011] LINDORF, A.: *Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querzug*, Technische Universität Dresden, Diss., 2011
- [Lubell et al. 2009] LUBELL, A. S. ; BENTZ, E. C. ; COLLINS, M. P.: Influence of Longitudinal Reinforcement on One-Way Shear in Slabs and Wide Beams. In: *Journal of Structural Engineering* 135 (2009), Januar, Nr. 1, S. 78–87. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2009\)135:1\(78\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2009)135:1(78)). – DOI 10.1061/(asce)0733-9445(2009)135:1(78)
- [MacGregor u. Walters 1967] MACGREGOR, J. G. ; WALTERS, J. R. V.: Analysis of Inclined Cracking Shear in Slender Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Journal Proceedings* 64 (1967), Nr. 10. <http://dx.doi.org/10.14359/7592>. – DOI 10.14359/7592
- [Mains 1951] MAINS, R. M.: Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. In: *Journal of the American Concrete Institute* 23 (1951), S. 225–252
- [Marí et al. 2014] MARÍ, A. ; CLADERA, A. ; BAIRÁN, J. ; OLLER, E. ; RIBAS, C.: Shear-flexural strength mechanical model for the design and assessment of reinforced concrete beams subjected to point or distributed loads. In: *Frontiers of Structural and Civil Engineering* 8 (2014), Dezember, Nr. 4, S. 337–353. <http://dx.doi.org/10.1007/s11709-014-0081-0>. – DOI 10.1007/s11709-014-0081-0
- [Marti 1994] MARTI, P.: Verbundverhalten von Spanngliedern mit Kunststoff-Hüllrohren. In: *IBK Publikation SP-001 (in Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Jörg Schneider)* (1994), S. 143–150
- [Marti et al. 1998] MARTI, P. ; ALVAREZ, M. ; KAUFMANN, W. ; SIGRIST, V.: Tension Chord Model for Structural Concrete. In: *Structural Engineering International* 8 (1998), November, Nr. 4, S. 287–298. <http://dx.doi.org/10.2749/101686698780488875>. – DOI 10.2749/101686698780488875
- [Martin u. Noakowski 1961] MARTIN, H. ; NOAKOWSKI, P. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 319, Teil 1, Verbundverhalten von Betonstählen Untersuchung auf der Grundlage von Ausziehversuchen*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1961
- [Marx 2009] *Kapitel 1*. In: MARX, S.: *Die Spezifik der Eisenbahnbrücken*. Eurailpress, Hamburg, 2009, S. 51–57
- [Marzahn 2018] MARZAHN, G.: Straßenbrücken der Zukunft – Anforderungen aus Sicht eines Bauherrn. In: *Symposium Intelligente Brücke – Neue Entwicklungen*. Bergisch Gladbach, März 2018

- [Marzahn et al. 2015] MARZAHN, G. ; HEGGER, J. ; MAURER, R. ; ZILCH, K. ; DUNKELBERG, D. ; KOLODZIEJCZYK, A. ; TEWORTE, F.: Die Nachrechnung von Betonbrücken - Fortschreibung der Nachrechnungsrichtlinie. Version: Januar 2015. <http://dx.doi.org/10.1002/9783433603406.ch13>. In: *BetonKalender 2015*. Wiley-VCH Verlag GmbH, Januar 2015. – DOI 10.1002/9783433603406.ch13, S. 819–904
- [Mathys et al. 2014] MATHYS, B. ; FRENCH, C. ; SHIELD, C.: Anchorage of Shear Reinforcement in Prestressed Concrete Bridge Girders / Center for Transportation Studies, University of Minnesota. 2014. – resreport. – im Auftrag der DB Netz AG - unveröffentlicht
- [Maurer u. Bäätjer 2007] MAURER, R. ; BÄÄTJER, G.: Sicherheit von Spannbetonbrücken - Entwicklung von Konstruktions- und Bemessungsansätzen in Deutschland. In: *Bauingenieur* 82 (2007), Nr. 1, S. 1–13
- [Maurer u. Zilch 2015] MAURER, R. ; ZILCH, K.: Nachrechnung von Betonbrücken – Verfahren der Tragsicherheitsbeurteilung von Betonbrücken im Bestand für die Nachweisstufe 4 der Nachrechnungsrichtlinie / Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). 2015. – Forschungsbericht. – BASt Verbundforschungsprojekt FE 15.0523/2011/FRB - Schlussbericht
- [Medziti u. Zwicky 2019] MEDZITI, M. ; ZWICKY, D.: Anchorages of stirrups under transverse tension in concrete - development of a design model. In: *IABSE Congress "The Evolving Metropolis"*. New York NY, USA, 2019, S. 577–585
- [Mensingher 2006] MENSINGER, M.: Produktentwicklung bei der HWAG am Beispiel einer Unterkonstruktion. In: *Team Work* (2006)
- [Mitchell u. Collins 1976] MITCHELL, D. ; COLLINS, M. P.: Detailing for Torsion. In: *ACI Journal* 11 (1976), Nr. 37, S. 506–511
- [Müller 2012] MÜLLER, G.: *Continuum Mechanics and Tensor Analysis - Winter Term 2012/2013*. Lehrstuhl für Baumechanik - Technische Universität München, 2012
- [Müller 2016] MÜLLER, M.: *Zum schubfesten Anschluss von Druckgurten in Hohlkastenbrücken*, Technische Universität Dortmund, Diss., 2016. <http://dx.doi.org/10.17877/DE290R-17017>. – DOI 10.17877/DE290R-17017
- [Model Code 2010] *Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst W. + Sohn Verlag, 2010
- [Mörsch 1908] MÖRSCH, E.: *Der Eisenbetonbau: seine Theorie und Anwendung*. Verlag von Konrad Wittwer, 1908
- [Murakami 2016] MURAKAMI, Y.: *Theory of Elasticity and Stress Concentration*. John Wiley & Sons, Ltd, 2016. <http://dx.doi.org/10.1002/9781119274063>. <http://dx.doi.org/10.1002/9781119274063>
- [Muttoni 1990] MUTTONI, A.: *Die Anwendbarkeit der Plastizitätstheorie in der Bemessung von Stahlbeton*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 1990. <http://dx.doi.org/10.3929/ETHZ-A-000569822>. – DOI 10.3929/ETHZ-A-000569822

- [Muttoni u. Fernández Ruiz 2008] MUTTONI, A. ; FERNÁNDEZ RUIZ, M.: Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width. In: *ACI Structural Journal* 105 (2008), Nr. 2, S. 163–172
- [Nachrechnungsrichtlinie - 1. Ergänzung 2015] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung - Abteilung Straßenbau: *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie) - 1. Ergänzung*. 2015
- [Nachrechnungsrichtlinie für Straßenbrücken 2011] Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung - Abteilung Straßenbau: *Richtlinie zur Nachrechnung von Straßenbrücken im Bestand (Nachrechnungsrichtlinie)*. 2011
- [Nakamura et al. 2006] NAKAMURA, E. ; WATANABE, H. ; KOGA, H.: Shear resisting mechanism in RC beams with fractured stirrups. In: *Proceedings of the 22nd US-Japan Bridge Engineering Workshop* (2006), S. 50–60
- [Naumann 2007] NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr - wo sind die Grenzen? In: *Bauingenieur* 82 (2007), Nr. 8, S. 326–332
- [Naumann 2010] NAUMANN, J.: Brücken und Schwerverkehr - eine Bestandsaufnahme. In: *Bauingenieur* 85 (2010), Nr. 1, S. 1–9
- [Navaratnarajah u. Speare 1986] NAVARATNARAJAH, V. ; SPEARE, P.: An experimental study of the effects of lateral pressure. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Part 2* 81 (1986), Nr. 12, S. 697–715
- [Noakowski 1985] NOAKOWSKI, P.: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite. Wirklichkeitsnaher und einfacher Nachweis unter Berücksichtigung der Verbundgesetze und der Betonzugfestigkeit sowie unter Verknüpfung des Erstriß- und Endrißzustands (Teil 1 und 2). In: *Beton- und Stahlbetonbau* 80 (1985), Juli, Nr. 7, S. 185–190. <http://dx.doi.org/10.1002/best.198500350>. – DOI 10.1002/best.198500350
- [Noakowski 1988] NOAKOWSKI, P.: *DAfStb Heft 394, Nachweisverfahren für Verankerung, Verformung, Zwangsbeanspruchung und Rissbreite*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1988
- [Oberhaidinger 2016] OBERHAIDINGER, F.: *Numerische Untersuchungen zum Einfluss verschiedener Querkraftbewehrungsformen und zur Abbildung von Spannbetonträgern mit nachträglichem Verbund*, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Masterarbeit, Betreuer: Schramm, N., 2016
- [OENORM B 4008-2: 2019] Austrian Standards International - Standardisierung und Innovation: *OENORM B 4008-2 Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Tragwerke, Teil 2: Brückenbau*. Austrian Standards plus GmbH, 2019
- [P. u. Hillerborg 1988] P., G. ; HILLERBORG, A.: Sensitivity in Shear Strength of Longitudinally Reinforced Concrete Beams to Fracture Energy of Concrete. In: *ACI Structural Journal* 85 (1988), Nr. 3. <http://dx.doi.org/10.14359/2637>. – DOI 10.14359/2637



- [Park et al. 2006] PARK, H.-G. ; CHOI, K.-K. ; WIGHT, J. K.: Strain-Based Shear Strength Model for Slender Beams without Web Reinforcement. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006), Nr. 6, S. 783–793
- [Perera et al. 2010] PERERA, R. ; ARTEAGA, A. ; DIEGO, A. D.: Artificial intelligence techniques for prediction of the capacity of RC beams strengthened in shear with external FRP reinforcement. In: *Composite Structures* 92 (2010), April, Nr. 5, S. 1169–1175. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2009.10.027>. – DOI 10.1016/j.compstruct.2009.10.027
- [Placas 1969] PLACAS, A.: *Shear Failure of Reinforced Concrete Beams*, Imperial College of Science and Technology, London, Diss., 1969
- [Plumey 2007] PLUMEY, S.: *Interaction sol-structure dans le domaine des tranchées couvertes*, École polytechnique fédérale de Lausanne, phdthesis, 2007
- [BReg2019 2019] PRESSE- UND INFORMATIONSAMT DER BUNDESREGIERUNG (Hrsg.): *Mehr Geld für modernere Brücken*. Berlin: Presse- und Informationsamt der Bundesregierung, 2019. <https://www.bundesregierung.de/breg-de/aktuelles/mehr-geld-fuer-modernere-bruecken-453466>. – Aufrufdatum 17.06.2019
- [Preuß 1909] PREUSS, E.: Zur Frage der Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen. In: *Armierter Beton* 2 (1909), Nr. 9, S. 336–337
- [Preuß 1910] PREUSS, E.: Versuche über die Haftung zwischen Eisen und Beton. In: *Armierter Beton* 3 (1910), Nr. 9, S. 339–343
- [Probst 1909] PROBST, E.: Neue Versuche mit Eisenbetonsäulen und -balken. In: *Armierter Beton* (1909), Nr. 1-3, S. 1–9 (Heft 1), 39–44 (Heft 2), 99–107 (Heft 3)
- [Randl 2013] RANDL, N.: Design recommendations for interface shear transfer infibModel Code 2010. In: *Structural Concrete* 14 (2013), September, Nr. 3, S. 230–241. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201300003>. – DOI 10.1002/suco.201300003
- [Rankine 1857] RANKINE, W. J.: On the stability of loose earth. In: *Philosophical Transactions of the Royal Society of London* 147 (1857), Dezember, S. 9–27. <http://dx.doi.org/10.1098/rstl.1857.0003>. – DOI 10.1098/rstl.1857.0003
- [Regan u. Reid 2004] REGAN, P. ; REID, K.: Shear strength of RC beams with defective stirrup anchorages. In: *Magazine of Concrete Research* (2004), S. 159–166
- [Rehm 1961] REHM, G. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 138, Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1961
- [Rehm 1963] REHM, G.: *Die Bewehrungsführung im Stahlbetonbau*. Vorträge Betontag 1963, 1963. – Deutscher Beton-Verein e. V.
- [Rehm u. Eligehausen 1972] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R.: Rationalisierung der Bewehrung im Stahlbetonbau. In: *Betonwerk + Fertigteil-Technik* (1972), Nr. 5, S. 335–344

- [Rehm et al. 1979] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R. ; NEUBERT, B. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 300, Erläuterung der neuen Bewehrungsrichtlinien DIN 1045, Abschnitt 18, Ausgabe 12/78*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1979
- [Reineck 1990] REINECK, K.-H.: *Ein mechanisches Modell für den Querkraftbereich von Stahlbetonbauteilen*, Universität Stuttgart, phdthesis, 1990
- [Reineck 2001] REINECK, K.-H.: Hintergründe zur Querkraftbemessung in DIN 1045-1 für Bauteile aus Konstruktionsbeton mit Querkraftbewehrung. In: *Bauingenieur* 76 (2001), Nr. 04, S. 168–179
- [Reineck u. Dunkelberg 2017] REINECK, K.-H. ; DUNKELBERG, D.: *DAfStb Heft 617, ACI-DAfStb databases 2015 with shear tests for evaluating relationships for the shear design of structural concrete members without and with stirrups*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2017
- [Reineck et al. 2012] REINECK, K.-H. ; KUCHMA, D. A. ; FITIK, B.: *DAfStb Heft 597, Erweiterte Datenbanken zur Überprüfung der Querkraftbemessung für Konstruktionsbetonbauteile mit und ohne Bügel*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 2012
- [Reinhardt 1984] REINHARDT, H.: Fracture Mechanics of an Elastic Softening Material like Concrete. In: *Heron* 29 (1984), Nr. 2, S. 1–42. – ISSN 0046–7316
- [Rommel 1994] REMMEL, G. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *Zum Zug- und Schubtragverhalten von Bauteilen aus hochfestem Beton*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1994
- [de Resende et al. 2016] RESENDE, T. L. ; CONCEIÇÃO DOMINGUES SHEHATA, L. da ; SHEHATA, I. A. E. M.: Shear strength of self-compacting concrete beams with small stirrups ratios. In: *Structural Concrete* 17 (2016), März, Nr. 1, S. 3–10. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201400084>. – DOI 10.1002/suco.201400084
- [Richter 1984] RICHTER, T.: *Untersuchung zur Verankerung von Betonrippenstahl*, Technische Universität Dresden, Diss., 1984
- [RILEM 1970] International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Construction: *RILEM: Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials: RC 6, Bond Test for Reinforcement Steel, 2. Pull-out Test*. 1970
- [Ritter 2013] RITTER, L.: *Der Einfluss von Querkraft auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl*, Technische Universität Dresden, Diss., Mai 2013
- [Ritter 1899] RITTER, W.: Die Bauweise Hennebique. In: - (1899). <http://dx.doi.org/10.5169/seals-21306>. – DOI 10.5169/seals-21306
- [Roš 1950] ROŠ, M.: Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise / Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe Zürich. 1950 (Bericht Nr. 162). – Forschungsbericht
- [Robins u. Standish 1984] ROBINS, P. ; STANDISH, I.: The influence of lateral pressure upon anchorage bond. In: *Magazine of Concrete Research* 36 (1984), Nr. 129, S. 195–202

- [Rostásy 1984] ROSTÁSY, F. S.: Konstitutives Stoffmodell des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl / Technische Universität Braunschweig. 1984. – Forschungsbericht
- [Rüsch u. Mayer 1967] RÜSCH, E. H. ; MAYER, H.: *5 Versuche zum Studium der Verformungen im Querkraftbereich eines Stahlbetonbalkens*. DAFStb Heft 195 - Forschungsbericht, 1967
- [Rüsch 1956] RÜSCH, H.: Der Zusammenhang zwischen Rissbildung und Haftfestigkeit unter besonderer Berücksichtigung der Anwendung hoher Stahlspannungen. In: STÜSSI, F. (Hrsg.) ; LARDY, P. (Hrsg.): *Fifth IABSE congress (Lisboa-Porto), Preliminary publication*. Lissabon, 1956, S. 791–813
- [Ruiz et al. 2013] RUIZ, F. ; MIRZAEI, Y. ; MUTTONI, A.: Post-Punching Behavior of Flat Slabs. In: *ACI Structural Journal* 110 (2013), Nr. 5. <http://dx.doi.org/10.14359/51685833>. – DOI 10.14359/51685833
- [Ruiz et al. 2015] RUIZ, M. F. ; MUTTONI, A. ; 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 (2015), September, S. 360–372. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.05.007>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2015.05.007
- [Rupf 2014] RUPF, M.: *Querkraftwiderstand von Stahlbeton- und Spannbetonträgern mittels Spannungsfeldern*, École Polytechnique fédérale de Lausanne, Diss., 2014
- [Samiec 2011] SAMIEC, D.: Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung. In: *Photonik* (2011), Nr. 6, S. 34–37
- [Sargin 1971] SARGIN, M.: *Stress-Strain Relationships for Concrete and the Analysis of Structural Concrete Sections*. Waterloo, Ontario – Canada, University of Waterloo, Solid Mechanics Division, Studies Series 4, resreport, 1971
- [Schacht et al. 2013] SCHACHT, G. ; BOLLE, G. ; MARX, S.: Messen bei Querkraftversuchen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Dezember, Nr. 12, S. 875–887. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201300050>. – DOI 10.1002/best.201300050
- [Schauer 2019] SCHAUER, T.: *Experimentelle Untersuchungen zum Verbundverhalten glatter Bügelbewehrung*, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Masterarbeit, Betreuer: Schramm, N., 2019
- [Schenkel 1998] SCHENKEL, M.: *Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 1998. <http://dx.doi.org/10.3929/ETHZ-A-002000034>. – DOI 10.3929/ETHZ-A-002000034
- [Schmidt-Thrö et al. 2016] SCHMIDT-THRÖ, G. ; SCHEUFLER, W. ; FISCHER, O.: Kontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung im Stahlbetonbau. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 111 (2016), August, Nr. 8, S. 496–504. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201600026>. – DOI 10.1002/best.201600026

- [Schmidt-Thrö et al. 1988] SCHMIDT-THRÖ, G. ; STÖCKL, S. ; KUPFER, H.: *DAfStb Heft 389, Einfluß einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1988. – S. 99-174
- [Schramm u. Fischer 2019] SCHRAMM, N. ; FISCHER, O.: Querkraftversuche an profilierten Spannbetonträgern aus UHPFRC. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Nr. 09. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201900022>. – DOI 10.1002/best.201900022
- [Schramm et al. 2019a] SCHRAMM, N. ; FISCHER, O. ; SCHEUFLER, W.: Experimentelle Untersuchungen an vorgespannten Durchlaufträger-Teilsystemen zum Einfluss nicht mehr zugelassener Bügelformen auf die Querkrafttragfähigkeit. In: *Bauingenieur* 94 (2019), Nr. 1, S. 9–20. – ISSN 0005–6650
- [Schramm et al. 2019b] SCHRAMM, N. ; GEHRLEIN, S. ; FISCHER, O.: Querkrafttragverhalten von großformatigen Spannbetonbalkenelementen mit Plattenbalkenquerschnitt. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (2019), Nr. 10. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201900036>. – DOI 10.1002/best.201900036
- [Sharma 1969] SHARMA, N. K.: *Splitting Failures in Reinforced Concrete Members*. Ithaca, N. Y., Cornell University, USA, phdthesis, 1969
- [Sherwood et al. 2006] SHERWOOD, E. G. ; BENTZ, E. C. ; COLLINS, M. P.: Evaluation of Shear Design Methods for Large, Lightly-reinforced Concrete Beams. In: *Advances in Engineering Structures, Mechanics & Construction*. Springer Netherlands, 2006, S. 153–164
- [Shima et al. 1987] SHIMA, H. ; CHOU, L.-L. ; OKAMURA, H.: Bond characteristics in post-yield range of deformed bars. In: *Doboku Gakkai Ronbunshu* (1987), Nr. 378, S. 213–220. [http://dx.doi.org/10.2208/jscej.1987.378\\_213](http://dx.doi.org/10.2208/jscej.1987.378_213). – DOI 10.2208/jscej.1987.378\_213
- [SIA 262 2003] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: *SIA 262 Betonbau*. 2003
- [SIA 269/2 2011] Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein: *SIA 269/2 Erhaltung von Tragwerken - Betonbau*. 2011
- [Siebert 2009] SIEBERT, B.: Bestimmung von Korrelationen zwischen Würfel- und Prismendruckfestigkeit von Vergussmörtel für die Einordnung in Druckfestigkeitsklassen nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2 / Fraunhofer IRB Verlag. 2009. – Forschungsbericht
- [Sigrist 1995] SIGRIST, V.: *Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 1995. <http://dx.doi.org/10.3929/ETHZ-A-001492371>. – DOI 10.3929/ETHZ-A-001492371
- [SOFiSTiK 2018] SOFiSTiK AG: *SOFiSTiK Handbuch - AQUA Materialien und Querschnitte*. 2018
- [Specht u. Scholz 1995] SPECHT, M. ; SCHOLZ, H.: *DAfStb Heft 453, Ein durchgängiges Ingenieurmodell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit im Bruchzustand von Bauteilen aus Stahlbeton mit und ohne Vorspannung der Festigkeitsklasse C 12 bis C 115*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1995

- [Stimmelmayer 2018] STIMMELMAYER, L.: *Numerische und experimentelle Untersuchungen zum Querkraftverhalten von Spannbetonbrücken*, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Masterarbeit, Betreuer: Schramm, N., 2018
- [Swamy et al. 1973] SWAMY, R. N. ; BANDYOPADHYAY, A. K. ; ERIKITOLA, M. K.: Influence of flange width on the shear behaviour of reinforced concrete T beams. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 55 (1973), März, Nr. 1, S. 167–190. <http://dx.doi.org/10.1680/iicep.1973.4954>. – DOI 10.1680/iicep.1973.4954
- [Tarquini et al. 2020] TARQUINI, D. ; ALMEIDA, J. P. ; BEYER, K.: Extended Tension Chord Model for Boundary Elements of RC Walls Accounting for Anchorage Slip and Lap Splices Presence. In: *International Journal of Concrete Structures and Materials* 14 (2020), Januar, Nr. 1. <http://dx.doi.org/10.1186/s40069-019-0381-9>. – DOI 10.1186/s40069-019-0381-9
- [Thamrin et al. 2016] THAMRIN, R. ; TANJUNG, J. ; ARYANTI, R. ; NUR, O. F. ; DEVINUS, A.: Shear Strength of Reinforced Concrete T-Beams without Stirrups. In: *Journal of Science and Technology* 11 (2016), Nr. 4, S. 548–562
- [Thoma 2017] THOMA, S.: *Numerische Untersuchungen zum Einfluss unterschiedlicher Bügelformen und Verbundbedingungen auf die Querkrafttragfähigkeit von Bestandsbrücken*, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Masterarbeit, Betreuer: Schramm, N., 2017
- [Tompos u. Frosch 2002] TOMPOS, E. J. ; FROSCH, R. J.: Influence of Beam Size, Longitudinal Reinforcement, and Stirrup Effectiveness on Concrete Shear Strength. In: *ACI Structural Journal* (2002), S. 559–567
- [Toongoenthong u. Maekawa 2005] TOONGOENTHONG, K. ; MAEKAWA, K.: Computational performance assessment of damaged RC members with fractured stirrups. In: *Journal of Advanced Concrete Technology* 3 (2005), Nr. 1, S. 123–136
- [Trost et al. 1980] TROST, H. ; CORDES, H. ; THORMÄLEN, U. ; HAGEN, H. ; STAHLBETON, D. A. (Hrsg.): *DAfStb Heft 310, Teilweise Vorspannung - Verbundfestigkeit von Spanngliedern und ihre Bedeutung für Rißbildung und Rißbreitenbeschränkung*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1980
- [Tue 1993] TUE, N. V.: *DAfStb Heft 435, Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung*. Berlin : Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1993
- [Tung et al. 2020] TUNG, N. D. ; BETSCHOGA, C. ; 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 (2020), November, S. 111114. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111114>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2020.111114
- [Tureyen u. Frosch 2003] TUREYEN, K. ; FROSCH, R. J.: Concrete Shear Strength: Another Perspective. In: *ACI Structural Journal* 100 (2003), Nr. 5, S. 609–615. <http://dx.doi.org/10.14359/12802>. – DOI 10.14359/12802

- [Ullner 2007] ULLNER, R.: *Verbundverhalten von Litzenspanngliedern mit nachträglichem Verbund*, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Diss., 2007. <http://dx.doi.org/10.3929/ETHZ-A-005572768>. – DOI 10.3929/ETHZ-A-005572768
- [Valença u. Carmo 2019] VALENÇA, J. ; CARMO, R. N. F.: Evaluation of the shear transfer mechanisms in reinforced concrete beams using photogrammetry. In: *Structural Concrete* (2019), April. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201800279>. – DOI 10.1002/suco.201800279
- [Varney et al. 2011] VARNEY, J. C. ; BROWN, M. D. ; BAYRAK, O. ; POSTON, R. W.: Effect of Stirrup Anchorage on Shear Strength of Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Structural Journal* 108 (2011), Nr. 4, S. 469–478
- [Vecchio u. Collins 1986] VECCHIO, F. ; COLLINS, M.: The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. In: *ACI Journal* 83 (1986), Nr. 2, S. 219–231
- [Vintzēleou u. Tassios 1986] VINTZĒLEOU, E. N. ; TASSIOS, T. P.: Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions. In: *Magazine of Concrete Research* 38 (1986), März, Nr. 134, S. 13–22. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1986.38.134.13>. – DOI 10.1680/mac.1986.38.134.13
- [Völgyi u. Windisch 2017] VÖLGYI, I. ; WINDISCH, A.: Experimental investigation of the role of aggregate interlock in the shear resistance of reinforced concrete beams. In: *Structural Concrete* 18 (2017), April, Nr. 5, S. 792–800. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201600137>. – DOI 10.1002/suco.201600137
- [Walraven u. Reinhardt 1981] WALRAVEN, J. ; REINHARDT, H.: Theory and Experiments on the Mechanical Behaviour of Cracks in Plain and Reinforced Concrete Subjected to Shear Loading. In: *Heron* 26 (1981), Nr. 1A, S. 5–68. – ISSN 0046–7316
- [Walraven 1980] WALRAVEN, J. C.: *AGGREGATE INTERLOCK: A theoretical and experimental analysis*. Delft, Niederlande, Delft University of Technology, phdthesis, 1980
- [Walther 1962] WALTHER, R.: Über die Berechnung der Schubtragfähigkeit von Stahl- und Spannbetonbalken - Schubbruchtheorie -. In: *Beton- und Stahlbetonbau* (1962), Nr. 11, S. 261–271
- [Walther 1958] WALTHER, R. E.: *The ultimate strength of prestressed and conventionally reinforced concrete under the combined action of moment and shear*, Lehigh University, phdthesis, 1958
- [Wikipedia 2020] WIKIPEDIA: *aufgerufen am 30.06.2020*. [https://en.wikipedia.org/wiki/File: Mohr\\_Circle\\_plane\\_stress\\_\(angle\).svg](https://en.wikipedia.org/wiki/File: Mohr_Circle_plane_stress_(angle).svg). Version: 2020
- [Will 1997] WILL, N.: *Zum Verbundverhalten von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund unter statischer und dynamischer Dauerbeanspruchung*, RWTH Aachen, phdthesis, 1997
- [Windisch 1985] WINDISCH, A.: A modified Pull-out Test and new evaluation methods for a more real local bond-slip relationship. In: *Materials and Structures* 18 (1985), Nr. 105, S. 181–184
- [Windisch 2000] WINDISCH, A.: Towards a Consistent Design Model for Punching Shear Capacity. In: *International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs - Proceedings* 57 (2000), S. 1–8

- [Windisch 2011] WINDISCH, A.: Discussion to "Influence of Shear on Rotation Capacity of Reinforced Concrete Members Without Shear Reinforcement". In: *ACI Structural Journal* 108 (2011), Nr. 4, S. 506–506
- [Winkler u. Mark 2013] WINKLER, K. ; MARK, P.: Experimentelle Umsetzung von Symmetrielagerungen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 108 (2013), Januar, Nr. 1, S. 47–57. <http://dx.doi.org/10.1002/best.201200060>. – DOI 10.1002/best.201200060
- [Xu et al. 2011] XU, F. ; WU, Z. min ; ZHENG, J. jun ; HU, Y. ; LI, Q. bin: Bond Behavior of Plain Round Bars in Concrete under Complex Lateral Pressures. In: *ACI Structural Journal* 111 (2011), Nr. 1, S. 15–25. <http://dx.doi.org/10.14359/51686427>. – DOI 10.14359/51686427
- [Yang 2014] YANG, Y.: *Shear Behaviour of Reinforced Concrete Members without Shear Reinforcement - A New Look at an Old Problem*, Technische Universiteit Delft, Diss., 2014
- [Yang et al. 2017] YANG, Y. ; WALRAVEN, J. ; UIJL, J. den: Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement Based on Critical Shear Displacement. In: *Journal of Structural Engineering* 143 (2017), Januar, Nr. 1, S. 04016146. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001608](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001608). – DOI 10.1061/(asce)st.1943-541x.0001608
- [Zararis u. Papadakis 2001] ZARARIS, P. D. ; PAPADAKIS, G. C.: Diagonal Shear Failure and Size Effect in RC Beams without Web Reinforcement. In: *Journal of Structural Engineering* 127 (2001), Juli, Nr. 7, S. 733–742. [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(2001\)127:7\(733\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(2001)127:7(733)). – DOI 10.1061/(asce)0733-9445(2001)127:7(733)
- [Zhou u. Reese 2015] ZHOU, L. ; REESE, S.: Substructuring through bonded contact and a study of convergence. In: *Proceedings of the 3rd ECCOMAS Young Investigators Conference on Computational Methods in Applied Sciences and 6th GACM Colloquium on Computational Mechanics* (2015). <http://dx.doi.org/10.13140/rg.2.1.4187.3761>. – DOI 10.13140/rg.2.1.4187.3761
- [Zilch u. Zehetmaier 2010] ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*. Springer Berlin Heidelberg, 2010. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0>. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0>
- [Zink 2000] ZINK, M.: *Zum Biegeschubversagen schlanker Bauteile aus Hochleistungsbeton mit und ohne Vorspannung*, Universität Leipzig, phdthesis, 2000
- [Zsutty 1971] ZSUTTY, T.: Shear Strength Prediction for Separate Categories of Simple Beam Tests. In: *ACI Journal Proceedings* 68 (1971), Nr. 2, S. 138–143
- [Zwicky 2012] ZWICKY, D.: Effects of Construction Details in Existing Concrete Structures on Bond. In: *Bond in Concrete 2012: Bond, Anchorage, Detailing, 4th International Symposium* Bd. 1 "General aspects of bond". Brescia, Italy, 2012, S. 23–30
- [Zwiers 2009] Hochschule Bochum Fachbereich Mechatronik und Maschinenbau: *Vorlesungsunterlagen - Technische Mechanik II - Kinematik des starren Körpers*. 2009

**Anmerkung:**

Die studentischen Arbeiten: [Oberhaidinger, 2016; Thoma, 2017; Stimmelmayer, 2018; Schauer, 2019; Dietschmann, 2019; Hollerieth, 2019; Lamatsch, 2020] wurden im Kontext der vorliegenden Dissertation am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München angefertigt. Die Definition der Zielsetzung, die Bearbeitung, die Durchführung von Versuchen sowie die Auswertung, Interpretation und Visualisierung von Ergebnissen erfolgten unter wissenschaftlicher Anleitung des Betreuers Nicholas Schramm, der zugleich Autor der vorliegenden Arbeit ist. Die erzielten Ergebnisse sind zum Teil in die Dissertation eingeflossen.