

Zum Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung bei Spaltversagen

Johannes Michael Fröse

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

Doktors der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)

genehmigten Dissertation.

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Martin Mensinger

Prüfende der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Oliver Fischer
2. Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger
3. Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann

Die Dissertation wurde am 31.05.2024 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 07.10.2024 angenommen.

Vorwort und Danksagung

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM). Ich möchte mich bei den vielen Personen bedanken, die mich auf meinem Weg, bei meiner Forschung und meiner Dissertation unterstützt und begleitet haben.

Mein besonderer Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl.-Wirt. Ing. Oliver Fischer, Ordinarius am Lehrstuhl für Massivbau der TUM, für die Anregung und Betreuung dieser Arbeit, für das entgegengebrachte Vertrauen, die stetige Förderung meiner Person sowie die Möglichkeit, im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter viele interessante (Forschungs-) Projekte bearbeiten zu können. Ebenso danke ich Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Josef Hegger und Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Jan Hofmann für die Übernahme des Korreferats und das Interesse an meiner Arbeit. Mein Dank gilt auch Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dipl. Wirt.-Ing. (NDS) Martin Mensinger für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Wesentliche Teile der experimentellen Untersuchungen wurden im Rahmen eines Forschungsvorhabens des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins E.V. (DBV) über die Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V. (AiF) im Rahmen des Programms zur Förderung der Industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz gefördert. Den Förderern, Sponsoren und Projektpartnern sei an dieser Stelle für die Finanzierung und die gute Zusammenarbeit gedankt. Meine besondere Anerkennung gilt den Projektpartnern der RWTH Aachen University, Herrn Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger und Herrn Benjamin Camps, M.Sc., für die hervorragende Zusammenarbeit über das Forschungsprojekt hinaus.

Herrn Prof. h. c. Dr.-Ing. Andor Windisch danke ich für den intensiven fachlichen Diskurs und die sehr kritische Durchsicht des Manuskripts. Ich schätze Ihre offene und ehrliche Art, die Dinge prüfend zu reflektieren („vom Windisch zu verwehen“) und freue mich auf weitere fachliche Diskussionen an lauen Sommerabenden im Biergarten. Az egészségünkre!

Mein außerordentlicher Dank gilt dem gesamten Team des Materialprüfungsamtes und Laboratoriums für den konstruktiven Ingenieurbau der TUM – ohne Euch wären die experimentellen Untersuchungen in diesem Umfang nicht möglich gewesen! Insbesondere danke ich Herrn Thomas Numberger und Herrn Bernhard Deschl für ihren unermüdlichen Einsatz bei den Schalungs- und Betonierarbeiten.

Mein besonderer Dank gilt allen Kollegen und Freunden am Lehrstuhl für Massivbau der TUM für eine unvergesslich spannende und lehrreiche Zeit, die unverzichtbaren Kaffeepausen als Plattform für viele interessante fachliche und weniger fachliche Gespräche sowie für den unschlagbaren Lektoratsservice meiner Arbeit. Besonders bedanken möchte ich mich bei Herrn Sebastian Lamatsch, M.Sc. für sein immer offenes Ohr und seine stets wertvollen fachlichen Anregungen, bei Herrn Leopold

Staller, M.Sc., der mir vor allem gegen Ende der Arbeit den Rücken freigehalten hat, bei Herrn Thomas Eisinger, M.Sc., dem auch bei über 550 Seiten bestimmt kein einziger Rechtschreibfehler entgangen ist, sowie beim gesamten restlichen wissenschaftlichen Team des Lehrstuhls für Massivbau der TUM. Insbesondere danke ich auch Herrn Dipl.-Ing. Frank Nietzsche für die kurzfristige und vorübergehende Übernahme vieler Aufgaben und freue mich auf die zukünftige Zusammenarbeit.

Während meiner Zeit am Lehrstuhl durfte ich zahlreiche spannende Abschlussarbeiten betreuen, die allesamt wertvolle wissenschaftliche Erkenntnisse in ganz unterschiedlichen Bereichen des Massivbaus hervorgebracht haben. Besonders gratulieren möchte ich Herrn Thomas Eisinger, M.Sc. (demnächst Dr.-Ing.), Herrn Marius Schorr, M.Sc., Herrn Jakob Kaltenbach, M.Sc., Frau Lena Ackermann, M.Sc., Frau Veronika Heinloth, M.Sc. und Herrn Tim Hurler, M.Sc. zu ihren hervorragenden Abschlussarbeiten auf dem Gebiet des „Betonstahlverbundes“. Mein ausdrücklicher Dank gilt auch allen namentlich nicht genannten Absolventinnen und Absolventen sowie meinen ehemaligen studentischen Hilfskräften, die mich bei meinen Forschungsarbeiten unterstützt haben und die ich im Rahmen ihrer studentischen Arbeiten begleiten und betreuen durfte.

Abschließend möchte ich mich bei meinen Freunden und meiner Familie bedanken, die mich auf meinem Weg begleitet und immer unterstützt haben. Danke meinen wunderbaren Eltern Elvi und Lothar, meiner Schwester Lisa mit ihrer tollen Familie, meinen Schwiegereltern in spe und vor allem Sigi für sein unermüdliches Interesse an meiner Arbeit und sein wertvolles Korrekturlesen. Mein ganz besonderer Dank gilt meiner liebevollen Freundin und Lebenspartnerin Elena, die mich bei Rückschlägen immer motiviert, aufgebaut und in Momenten des Überschwangs geerdet hat. Der Verbund zwischen Menschen ist wohl das höchste Gut und das größte Glück dieser Welt. Ich danke dir für alles!

Johannes Fröse

München, im Mai 2024

Kurzzusammenfassung

Der Verbund beeinflusst die Funktionalität von Stahlbetonstrukturen in vielfältiger Weise. Unter Gebrauchslast (GZG) bestimmt die Verbundwirkung die Breite und den Abstand von Querrissen, das Tension-Stiffening und die Bauteilverformung. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) definiert der Verbund die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen. Zu jedem dieser Teilaspekte gibt es zahlreiche experimentelle Untersuchungen und Modelle, die sich nicht nur in den enthaltenen Parametern zur Beschreibung des Verbundverhaltens unterscheiden, sondern meist auch nur auf einzelne Bereiche des Verbundes anwendbar sind. Analytische Modelle mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sind besonders geeignet, eine ganzheitliche Betrachtung dieser Verbundprobleme zu ermöglichen. Die meisten dieser Modelle mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sind jedoch nicht in der Lage, das in der Praxis vorherrschende Spaltversagen adäquat zu berücksichtigen oder wurden nicht bzw. nicht in größerem Umfang an realitätsnahen Bauteilversuchen validiert. Darüber hinaus fehlen in den meisten Fällen wichtige Einflussgrößen für die Übertragbarkeit auf die Praxis, wie z. B. der Einfluss von Querdruck oder das lokale Verbundverhalten im Einflussbereich von Rissen, so dass eine Anwendung dieser Modelle nicht praktikabel ist.

Im Rahmen dieser Arbeit wird das Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung bei Spaltversagen sowohl durch experimentelle Untersuchungen mit quasikontinuierlicher faseroptischer Dehnungsmessung (DFOS) als auch durch statistische und parametrische Analysen umfassend betrachtet. Wesentliches Ziel ist die Formulierung eines Verbundmodells für eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, das eine zutreffende und ganzheitliche Betrachtung des Verbundes ermöglicht. Auf der Grundlage umfangreicher experimenteller Untersuchungen mit Dehnkörperversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen wird ein Verbundmodell abgeleitet, das in der Lage ist, das Spaltversagen sehr realitätsnah abzubilden. Die Erweiterung des Verbundmodells und die eingehende Validierung erfolgen durch multivariate Modellanpassung an eine experimentelle Versuchsdatenbank. Die Versuchsdatensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen umfassen mehr als 1200 Bauteilversuche aus der Literatur mit praxisnahen Abmessungen.

Das entwickelte Modell ermöglicht die detaillierte Ermittlung der Verläufe von Stahlspannung, Verbundspannung und Schlupf im GZT und GZG, so dass die komplexen Zusammenhänge der Verbundtragwirkung bei unterschiedlichen Lastzuständen besser verstanden werden können. Dies erlaubt sowohl die Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen als auch die Berechnung von Rissbreiten oder die Berücksichtigung von Tension Stiffening. Insgesamt wird damit eine Harmonisierung der unterschiedlichen Bemessungsgrundlagen und eine einheitliche Berücksichtigung des Verbundverhaltens innerhalb der für die Bemessung relevanten Aspekte des Verbundes erreicht. Darüber hinaus werden Aussagen zur Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen, zur Verwendung von hochfester Bewehrung oder Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen und zu Übergreifungsstößen und Verankerungen mit mechanischen Hilfsmitteln getroffen. Allgemein leistet die Arbeit einen Beitrag zum tieferen Verständnis und zur genaueren Beschreibung der Mechanismen und Einflüsse auf das Verbundverhalten.

Abstract

Bond affects the functionality of reinforced concrete structures in many ways. Under service load (SLS), bond determines the width and spacing of transverse cracks, tension stiffening, and member deformation. At the ultimate limit state (ULS), bond defines the capacity of lap joints and anchorages. For each of these aspects, there are numerous experimental studies and models that not only differ in the parameters used to describe the bond behavior, but also tend to be applicable only to individual areas of bond. Analytical models with a bond-stress slip relationship are particularly capable of providing a holistic view of these bond problems. However, most of these bond-stress slip models do not adequately account for the splitting failure mode that occurs in practice or have not been validated in realistic structural member tests. In addition, in most cases, important influencing variables for practical application are missing, such as the influence of lateral pressure or the local bond behavior in the presence of cracks, which makes the application of these models rather impractical.

In this work, the bond behavior of ribbed reinforcing steel under splitting failure mode is investigated in detail by experimental tests with distributed fiber optic sensing (DFOS) as well as statistical and parametric analyses. The main objective is to formulate a model for a bond-stress slip relationship that provides an accurate and holistic view on bond behavior. Based on extensive experimental investigations with tension tie tests and console-shaped pull-out tests, a bond model is derived that is capable of accurately representing splitting failure mode. The bond model is extended and validated in detail by multivariate fitting to an experimental test database. The test data sets for lap joints and anchorages include more than 1200 beam tests from literature with practical dimensions.

The developed model allows a detailed determination of the steel stress, bond stress and slip curves in the ULS and SLS for a better understanding of the complex relationships of bond capacity under different loading conditions. This allows for the design of lap joints and anchorages, as well as the calculation of crack widths or the consideration of tension stiffening. Overall, a harmonization of the different design fundamentals and a uniform consideration of bond behavior within the design is achieved. In addition, statements are made on the serviceability of lap joints and anchorages, on the use of high-strength reinforcement or reinforcement made of fiber-reinforced composites and on lap joints and anchorages with mechanical aids. In general, the work contributes to a deeper understanding and more precise description of the mechanisms and influences on bond behavior.

Inhaltsverzeichnis

Vorwort und Danksagung	III
Kurzzusammenfassung	V
Abstract	VII
Symbole und Abkürzungen	XIII
1 Einleitung	1
1.1 Hintergrund	1
1.2 Problemstellung	2
1.3 Zielsetzung und Übersicht	4
2 Grundlagen zum Verbundverhalten gerippter Betonstahlbewehrung	7
2.1 Allgemeines und Definitionen	7
2.1.1 Verbundmechanismen und Verbundtragwirkung	7
2.1.2 Arten von Verbundrissen	10
2.1.3 Verbundspannung und Schlupf	13
2.1.4 Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes	18
2.2 Einflüsse auf den Betonstahlverbund	20
2.2.1 Überblick	20
2.2.2 Probekörperform	21
2.2.3 Betonstahlbewehrung	23
2.2.4 Beton	32
2.2.5 Umschnürung und bauliche Durchbildung	37
2.2.6 Belastung und Lastgeschichte	51
2.2.7 Rissbildung und lokale Effekte	60
2.2.8 Zusammenfassung	63
2.3 Bemessungsrelevante Aspekte des Verbundes	66
2.3.1 Übergreifungsstöße und Verankerungen	66
2.3.2 Rissbreiten und Rissverteilung	73
2.3.3 Tension Stiffening	77
2.4 Bemessung und Modellierung von Verbundproblemen	80
2.4.1 Bemessungsgleichungen	80
2.4.2 Analytische Modellierung	81
2.4.3 Finite-Elemente-Methode	83
3 Experimentelle Untersuchungen	85
3.1 Allgemeines	85

3.2	Baustoffe	86
3.2.1	Betonstahlbewehrung	86
3.2.2	Beton	88
3.3	Parameterstudie an Dehnkörperversuchen	89
3.3.1	Versuchskonzeption und Versuchsprogramm	89
3.3.2	Herstellung	93
3.3.3	Messtechnische Instrumentierung	94
3.3.4	Versuchsdurchführung	96
3.3.5	Datenverarbeitung	98
3.3.6	Versuchsergebnisse	103
3.4	Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben	117
3.4.1	Versuchskonzeption und Versuchsprogramm	117
3.4.2	Herstellung	118
3.4.3	Messtechnische Instrumentierung	119
3.4.4	Versuchsdurchführung	120
3.4.5	Datenverarbeitung	120
3.4.6	Versuchsergebnisse	121
3.5	Ausziehversuche und konsolenförmige Ausziehversuche	126
3.5.1	Versuchskonzeption und Versuchsprogramm	126
3.5.2	Herstellung	129
3.5.3	Messtechnische Instrumentierung	129
3.5.4	Versuchsdurchführung	130
3.5.5	Datenverarbeitung	131
3.5.6	Versuchsergebnisse	132
3.6	Vergleich Dehnkörperversuche und konsolenförmige Ausziehversuche	144
3.7	Zusammenfassung	145
4	Verbundmodell auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen	147
4.1	Aufbau des Verbundmodells	148
4.1.1	Allgemeines	148
4.1.2	Modellbildung	149
4.1.3	Einflussparameter	150
4.1.4	Lokales Verbundverhalten	153
4.2	Validierung	155
4.2.1	Vergleich mit bestehenden Verbundmodellen	155
4.2.2	Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen	157
4.2.3	Nachrechnung von Versuchen aus der Literatur	160
4.3	Zusammenfassung und Folgerungen	167

5	Versuchsdatenbank für Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZT	169
5.1	Struktur der Versuchsdatensätze	169
5.1.1	Zusammensetzung	169
5.1.2	Grenzen und Filterkriterien	171
5.2	Vergleich normativer Bemessungsmodelle	172
5.3	Evaluierung von Einflussparametern	174
5.3.1	Vorbemerkung	174
5.3.2	Nichtlineare Regressionsanalyse	175
5.3.3	Evaluierung der Einflussparameter für Übergreifungsstöße	176
5.3.4	Evaluierung der Einflussparameter für Verankerungen	179
5.3.5	Evaluierung weiterer Einflussparameter	182
5.4	Zusammenfassung und Folgerungen	187
6	Erweiterung des Verbundmodells auf Grundlage der Versuchsdatenbank	189
6.1	Multivariate Modellanpassung	189
6.2	Aufbau des erweiterten Verbundmodells	191
6.2.1	Allgemeines	191
6.2.2	Übergreifungsstöße	192
6.2.3	Verankerungen	193
6.2.4	Rissbildung und lokales Verbundverhalten	194
6.2.5	Verbundbedingungen	196
6.3	Ergebnis der multivariaten Modellanpassung	197
6.3.1	Übergreifungsstöße	197
6.3.2	Verankerungen	199
6.3.3	Vergleich mit anderen Verbundmodellen	199
6.4	Anwendung des Verbundmodells	202
6.4.1	Verbundtragverhalten von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZT .	203
6.4.2	Verbundtragverhalten von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZG	203
6.4.3	Rissbreiten und Rissverteilung	207
6.4.4	Tension Stiffening	213
6.5	Zusammenfassung und Folgerungen	214
7	Zusammenfassung und Ausblick	217
7.1	Zusammenfassung	217
7.2	Perspektiven und Potenziale	220
7.3	Forschungsbedarf und offene Fragen	226
A	Ergänzende Grundlagen zum Einfluss der Rippengeometrie	233
B	Ergebnisdokumentation der experimentellen Untersuchungen	253
B.1	Zentrische Dehnkörperversuche	253
B.2	Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben	346

B.3	RILEM-Ausziehversuche	389
B.4	Konsolenförmige Ausziehversuche	397
C	Dokumentation der Versuchsdatensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZT	409
C.1	Datensatz Übergreifungsstöße	410
C.2	Datensatz Verankerungen	445
C.3	Datensatz Verbundbedingungen	452
D	Ergebnisgrafiken der Datenbankanalyse für Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZT	457
D.1	Übergreifungsstöße - optimierte Bemessungsgleichung	458
D.2	Verankerungen - optimierte Bemessungsgleichung	461
D.3	Übergreifungsstöße - erweitertes Verbundmodell	464
D.4	Verankerungen - erweitertes Verbundmodell	469
E	Ergebnisgrafiken zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZG	475
E.1	Übergreifungsstöße	476
E.2	Verankerungen	484
	Abbildungsverzeichnis	XIX
	Tabellenverzeichnis	XXXIX
	Literaturverzeichnis	XLI

Symbole und Abkürzungen

Nachfolgend sind die wesentlichen im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Einheiten, Bezeichnungen, Symbole und Abkürzungen aufgeführt, die sich grundsätzlich an der Nomenklatur von DIN EN 1992-1-1 bzw. FprEN 1992-1-1 orientieren. Im Folgenden nicht explizit aufgeführte Bezeichnungen und Symbole werden im Text erläutert. Um eine einheitliche Notation zu gewährleisten, wurden Originalbezeichnungen aus der Literatur teilweise umbenannt.

Einheiten

Flächen	mm ² , cm ² , m ²
Kräfte	N, kN, MN
Längen	mm, cm, m
Momente	kNm, MNm
Spannungen	N/mm ²
Winkel	Grad (°)

Lateinische Großbuchstaben

A_c	wirksame Rippenaufstandsfläche
$A_{c,ef}$	Wirkungszone der Bewehrung
$A_{c,0}$	volle Rippenaufstandsfläche
A_s	Querschnittsfläche der Bewehrung
A_{st}	Querschnittsfläche der Querbewehrung
$A_{st,min}$	Querschnittsfläche der Mindestquerbewehrung
D_n	Cook'sche Distanz
E	Elastizitätsmodul (allgemein)
E_c	Elastizitätsmodul von Beton
E_s	Elastizitätsmodul von Stahl
E_d	Einwirkungskombination ständiger und vorübergehender Beanspruchungen
$E_{d,char}$	seltene (charakteristische) Einwirkungskombination
$E_{d,freq}$	häufige Einwirkungskombination
$E_{d,perm}$	ständige Einwirkungskombination
F	Kraft
F_b	durch Verbund eingeleitete Zugkraft
F_{cr}	Risskraft des Betonquerschnitts
F_M	Mantelscherfläche des Stabes
F_R	Rippenaufstandsfläche (projizierte Rippenfläche)
F_{sd}	Bemessungswert der Zugurkraft aus den einwirkenden Kräften und Momenten

G_f	Bruchenergie (sowohl theoretisch als auch experimentell)
M_{Ed}	Bemessungswert des einwirkenden Biegemoments
N_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft (Zug oder Druck)
R^2	Bestimmtheitsmaß
U_s	Umfang des Bewehrungsstabes
V_{Ed}	Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
K	Umschnürungsfaktor für Querbewehrung nach DIN EN 1992-1-1
$Q_{0,05}$	5 %-Quantil

Lateinische Kleinbuchstaben

a_1	Versatzmaß (Verschiebung der Momentenlinie um das Maß a_1)
a_m	mittlere Höhe der Betonstahlrippen
a_m	Rippenhöhe im Mittelpunkt oder Profiltiefe in der Mitte
$a_{1/4}$	Rippenhöhe am Viertelpunkt oder Profiltiefe am Viertel ihrer Länge
$a_{3/4}$	Rippenhöhe am Dreiviertelpunkt oder Profiltiefe am Dreiviertel ihrer Länge
b	Kopfbreite der Betonstahlrippen
c	Mittenabstand der Betonstahlrippen
c	Betondeckung zur Bewehrung
c_d	Nennwert der Betondeckung (Minimum aus horizontaler Betondeckung c_x , vertikaler Betondeckung c_y und halbem Stababstand c_s)
$c_{d,conf}$	Nennwert von c_d unter Berücksichtigung der Querbewehrung
c_{max}	maximale Betondeckung
c_{min}	minimale Betondeckung
c_x	horizontale Betondeckung
c_y	vertikale Betondeckung
c_s	Abstand zwischen den Bewehrungsstäben
$c_{s,b}$	Abstand der Bewehrungsstäbe innerhalb eines Übergreifungsstoßes
$c_{s,l}$	Abstand der Bewehrungsstäbe zwischen Übergreifungsstoßen
d	statische Nutzhöhe
d_h	Außendurchmesser des Kopfbolzens
ds	Schlupfänderung am differentiellen Stabelement dx
$d\sigma$	Spannungsänderung am differentiellen Stabelement dx
dx	differentielles Stabelement
e	Durchschnittlicher Abstand zwischen benachbarten Rippen- oder Profilierungsreihen
f_{bd}	Bemessungswert der Verbundfestigkeit
f_c	Betondruckfestigkeit
$f_{c,cube}$	Betondruckfestigkeit ermittelt an Würfeln
$f_{c,cyl}$	Betondruckfestigkeit ermittelt an Zylindern
f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons
$f_{cm}, f_{cm,cyl}$	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons

$f_{\text{cm,cube}}$	mittlere Würfeldruckfestigkeit des Betons
f_{ctm}	mittlere zentrischen Betonzugfestigkeit
$f_{\text{ctm,fl}}$	mittlere Biegezugfestigkeit des Betons
$f_{\text{ctm,sp}}$	mittlere Betonspaltzugfestigkeit
f_{R}	Rechenwert der bezogenen Rippenfläche
f_{su}	(Nennwert der) Zugfestigkeit des Bewehrungsstahls
f_{sy}	(Nennwert der) Streckgrenze des Bewehrungsstahls
f_{syt}	(Nennwert der) Streckgrenze des Bewehrungsstahls der Querbewehrung
f_{t}	Querzug
h_{Boden}	Höhe der Bewehrung über dem Schalungsboden
$h_{\text{c,ef}}$	Höhe der Wirkungszone der Bewehrung $A_{\text{c,ef}}$
h_{R}	idealisierte Rippenhöhe
k	Modellkonstante zur Beschreibung von Einflussparametern des Verbundmodells (z. B. $\tau \sim (f_{\text{cm}}^k)$)
k	Faktor für den Einfluss Verbundstörung (im Nachweis zur Begrenzung von Rissbreiten)
$k_1 - k_{11}$	Modellkonstanten der multivariaten Modellanpassung
k_{f}	Proportionalitätsfaktor in Abhängigkeit der Rippengeometrie
k_{ls}	Stoßfaktor nach FprEN 1992-1-1
k_{m}	Umschnürungsfaktor für Querbewehrung nach fib Model Code 2010
l_{b}	Verbundlänge bzw. Verankerungslänge
l_{bd}	Bemessungswert der Verankerungslänge
$l_{\text{b,min}}$	Mindestverankerungslänge
l_{t}	Lasteinleitungslänge der Verbundkräfte bzw. Risseinzugsfläche
l_{v}	verbundfreie Vorlänge
l_0	Länge des Übergreifungsstoßes
$l_{0,\text{min}}$	Mindestübergreifungslänge
n	Anzahl (generell)
n_{b}	Anzahl der verankerten oder übergreifenden Stäbe der Hauptbewehrung
n_{cr}	Anzahl der Risse (z. B. entlang eines Übergreifungsstoßes)
n_{eB}	Anzahl einflussreicher Beobachtungen (Cooch'sche Distanz $D_n > 4/n$)
n_{R}	Anzahl der Rippenreihen
n_{t}	Anzahl der Bügelschenkel der Querbewehrung die eine potenzielle Spaltebene kreuzen
p	Querdruck
s_1	Schlupf gemessen am belasteten Stabende
s_{m}	mittlerer Schlupf über die Verbundlänge
s_{r}	Abstand von Primärrissen
\hat{s}_{r}	Schätzwert des Abstands von Primärrissen
$s_{\text{r,m}}$	mittlerer Abstand von Primärrissen
$\hat{s}_{\text{r,m}}$	Schätzwert des mittleren Abstands von Primärrissen

$s_{r,max}$	maximaler Abstand von Primärrissen ($s_{r,max} \approx 2 \cdot l_t$)
$s_{r,min}$	minimaler Abstand von Primärrissen ($s_{r,min} \approx l_t$)
s	Schlupf (generell)
s_m	mittlerer Schlupf
s_t	Bügel- bzw. Stababstand der Querbewehrung
s_u	Schlupf gemessen am unbelasteten Stabende
$s(\tau_{max})$	Schlupf s bei maximaler Verbundspannung τ_{max}
w	Rissbreite
w_{calc}	rechnerische Rissbreite (Verbundmodell)
w_{meas}	experimentell bestimmte Rissbreite
w_k	maximal zulässige Rissbreite
x	Abstand vom Riss
\bar{x}	Mittelwert
x_{min}	Minimum
x_{max}	Maximum
y_i	Beobachtungswert der Minimierung
\hat{y}_s	Schätzwert der Minimierung
z	innerer Hebelarm der Kräfte

Griechische Buchstaben

α	Flankenneigungswinkel der Betonstahlrippen
α	Winkel der Querkraftbewehrung gegen die Bauteilachse
α_Q	empirischer Faktor zur Berücksichtigung der Lage der Querbewehrung zur Hauptbewehrung nach [Eligehausen 1979]
α_6	Stoßfaktor nach DIN EN 1992-1-1
β	Rippenneigungswinkel der Betonstahlrippen zur Stablängsachse
β_t	Völligkeitsbeiwert der Stahlspannungsverteilung
γ_G, γ_Q	Teilsicherheitsbeiwerte für ständige (G) und vorübergehende Beanspruchungen (Q)
$\Delta s_{u,i}$	iterative Vergrößerung des Schlupfes am unbelasteten Stabende bei Nachrechnung von Übergreifungsstößen und Verankerungen
Δx	Stützweite der schrittweisen numerischen Integration
δ	Schlupf s bezogen auf den Stabdurchmesser \varnothing_s
δ_c	Betonverformungen am differentiellen Stabelement dx
δ_l	Weg- bzw. Verformungsmessung am belasteten Stabende
δ_w	Weg- bzw. Verformungsmessung quer zum Spaltriss
δ_s	Stahlverformungen am differentiellen Stabelement dx
η	Verhältniswert (Kapitel 2)
η	Rechengenauigkeit bzw. Verhältnis gemessener und berechneter Werte (Kapitel 4, 5 und 6)

η_{sr}	Verhältnis des experimentell ermittelten mittleren Rissabstand und berechneten minimalen Rissabstand $s_{r,m,exp}/s_{r,min,calc}$
ε_c	Dehnung im Beton
ε_s	Dehnung im Stahl
ε_{su}	Dehnung bei erreichter Zugfestigkeit des Stahls
ε_{sy}	Dehnung bei erreichter Streckgrenze des Stahls
θ	Neigung der Druckstreben
λ	Querbewehrungsgrad nach [DIN EN 1992-1-1]
λ_{bond}	Abminderungsfaktor für mäßige Verbundbedingungen in Abhängigkeit von der Höhe über dem Schalungsboden
λ_{lokal}	Abminderungsfaktor für die Verbundspannung zur Berücksichtigung des ortsabhängigen Verbundverhaltens in der Nähe von Querrissen
ρ_t	Querbewehrungsgrad
$\rho_{s,ef}$	effektiver Bewehrungsgrad
ρ_0	Anteil übergreifender Stäbe bei Übergreifungsstößen (Stoßanteil) in [%]
σ	Spannung (allgemein)
σ_c	Betonzugspannung
σ_s	Stahlspannung in der Hauptbewehrung
σ_{st}	Stahlspannung in der Bügel- oder Querbewehrung
τ	Verbundspannung (generell)
τ_{lokal}	lokale Verbundspannung
τ_m	mittlere Verbundspannung
τ_{max}	maximale Verbundspannung
$\tau_{0,1}$	Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf gemessen am unbelasteten Stabende
τ_{sp}	Verbundspannung bei Spaltversagen
$\chi_1 - \chi_9$	Schätzwerte der optimierten Modellparameter normativer Bemessungsgleichungen für Übergreifungsstöße und Verankerungen
$\psi_1 - \psi_5$	Modellparameter zur Beschreibung der Hüllkurven der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Weitere Zeichen und Symbole

\emptyset	Durchmesser (allgemein)
\emptyset_s	Nenn Durchmesser des Bewehrungsstabs
ΣA_{st}	Gesamtquerschnittsfläche der Querbewehrung innerhalb der Verankerungs- bzw. Übergreifungslänge
$\Sigma A_{st,min}$	Gesamtquerschnittsfläche der Mindestquerbewehrung (nach DIN EN 1992-1-1: $0,25 \cdot A_s$ für Balken und 0 für Platten)

Abkürzungen

DFOS	quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung (engl. <i>Distributed Fiber Optic Sensing</i>)
DIC	digitale Bildkorrelation (engl. <i>Digital Image Correlation</i>) basierend auf Nahbereichs-photogrammetrie
FEM	Finite-Elemente-Methode
FOS	faseroptische Sensoren (engl. <i>Fiber Optic Sensors</i>)
gV	gute Verbundbedingungen
GZG	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
GZT	Grenzzustand der Tragfähigkeit
HFB	hochfester Beton
KPOT	konsolenförmiger Ausziehversuch
mV	mäßige Verbundbedingungen
POT	RILEM-Ausziehversuch
RMSE	Wurzel der mittleren quadrierten Abweichung (engl. <i>Root Mean Square Error</i>)
SD	Standardabweichung
SLSQP	Sequential Least Squares Programming (Solver für Optimierungsberechnung)
SVB	selbstverdichtender Beton
TCR	Verhältnis mäßiger und guter Verbundbedingungen in Abhängigkeit von der Lage im Bauteil (engl. <i>top-cast ratio</i>)
UHPC	ultrahochfester Beton
VDK	Dehnkörperversuch mit verankerten Stäben
ZDK	zentrischer Dehnkörperversuch

Kapitel 1

Einleitung

1.1 Hintergrund

„For one thing is made clear, bond is an area of research that remains open, where our limited understanding is evidenced by the empirical nature of the models that we use. The challenge to researchers for future revision of Codes and Standards is to peer more deeply into the basic underpinning mechanics of bond, in all its aspects; for only once the fundamental mechanics that define behavior are understood can the physical-mechanical models of the future be developed.“

– STEPHEN FOSTER¹ in fib Bulletin 72, Vorwort S. III

„Um eine Sache klarzustellen, der Verbund ist ein Forschungsgebiet, das nach wie vor offene Fragen aufwirft und in dem unser begrenztes Verständnis durch den empirischen Charakter der von uns verwendeten Modelle belegt wird. Die Herausforderung für die Forschenden bei der zukünftigen Überarbeitung von Vorschriften und Normen besteht darin, einen tieferen Einblick in die grundlegende Mechanik des Verbunds in all seinen Aspekten zu erlangen. Denn nur wenn die grundlegenden Mechanismen, die das Verbundverhalten bestimmen, verstanden werden, können die physikalisch-mechanischen Modelle der Zukunft entwickelt werden“ [fib Bulletin 72, S. III, Übers. d. Verf.], schreibt STEPHEN FOSTER, aktueller fib-Präsident und ehemaliger Vorsitzender der fib Commission 4 „Modelling of Structural Behaviour and Design“. Das Zitat spricht Bände und verdeutlicht, dass auch nach mehr als einem Jahrhundert Verbundforschung noch einige offene Fragen bei der Beschreibung des Verbundes bestehen. Darüber hinaus wird deutlich, dass empirische Modelle, die nur einzelne Teilaspekte des Verbundverhaltens beschreiben, selbst bei zuverlässiger Kalibrierung und Validierung allenfalls als Hilfsmittel dienen können. Um zu einem vollständigen Verständnis des Verbundes zu gelangen, muss dieser vielmehr als Ganzes in all seinen Aspekten betrachtet werden.

JOHN CAIRNS, ehemaliger Vorsitzender der Arbeitsgruppe fib TG4.5 „Verbund- und Materialmodelle“ (heute fib TG2.5) und federführend bei vielen der vom fib veröffentlichten Verbundmodelle, fügt hinzu, dass *„der Verbund erstaunlich komplex [ist] für ein Thema, das für Praktiker oft wie ein*

¹fib Präsident 2023-2024, ehem. Vorsitzender der fib Commission 4 „Modelling of Structural Behaviour and Design“

kleines Detailproblem erscheint“ [fib Bulletin 72, S. IV, *Übers. d. Verf.*]. Die Komplexität des Verbundverhaltens liegt vor allem darin begründet, dass der Verbund zwischen Betonstahlbewehrung und Beton von einer kaum überschaubaren Anzahl von Faktoren bestimmt wird, deren Einfluss von der Belastungssituation und weiteren Randbedingungen abhängt. Untersuchungen, z. B. mit unterschiedlichen Probekörperformen, führen nicht immer zu den gleichen Ergebnissen, was die generelle Betrachtung des Verbundes erheblich erschwert. Außerdem stellt CAIRNS fest, dass „*die Grundlagen der bestehenden Regeln oft unklar sind und die ihnen zugrunde liegende Logik im Nebel der Zeit verloren gegangen ist*“ [fib Bulletin 72, S. IV, *Übers. d. Verf.*]. So kann die Frage nach der Herkunft der zulässigen Verbundspannungen der heutigen Bemessungsregeln aus DIN EN 1992-1-1 nicht mehr zweifelsfrei geklärt werden. Die Hintergründe sind diesbezüglich nicht ausreichend dokumentiert. Ausgehend von solchen Unzulänglichkeiten erscheint die umfassende Überarbeitung der Verbundbemessung und Formelapparate von fib Model Code 2010 als Grundlage für die zweite Normengeneration von Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] als logische Konsequenz. Diese Neugestaltung der normativen Bemessungsregeln birgt Chancen und Risiken zugleich: Einerseits soll das bestehende Sicherheitsniveau weitestgehend erhalten bleiben, denn offensichtlich haben die bestehenden normativen Grundlagen nicht zu größeren baulichen Defiziten geführt. Andererseits gilt es, den Massivbau wirtschaftlich und nachhaltig weiterzuentwickeln, ungenutzte Tragreserven auszuschöpfen, Ressourcen zu schonen und ganz allgemein „alte Fehler auszumerzen“.

Die bauaufsichtliche Einführung von FprEN 1992-1-1 ist bereits für das Jahr 2027 vorgesehen [Hegger u. Schmidt 2022]. In diesem Kontext hat die aktuelle Verbundforschung nicht nur eine enorme Bedeutung als Grundstein für die Sicherheit, Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetontragwerken, sondern bietet auch Potenziale, den volkswirtschaftlich wohl wichtigsten Baustoff Stahlbeton nachhaltiger und wirtschaftlicher zu nutzen. Der Verbund ist dabei nicht weniger als die Grundlage für das Funktionieren der Stahlbetonbauweise – ein Verbundwerkstoff.

1.2 Problemstellung

Der Verbund beeinflusst die Funktionalität von Stahlbetonstrukturen in vielfältiger Weise. Unter Gebrauchslast (Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, GZG) bestimmt die Verbundwirkung die Breite und den Abstand von Querrissen, die Zugversteifung (engl. *Tension Stiffening*) und die Bauteilverformung. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) definiert der Verbund die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen [fib Bulletin 72]. Zu jedem dieser Teilaspekte existieren zahlreiche experimentelle Untersuchungen und Modelle, die sich nicht nur in den enthaltenen Parametern zur Beschreibung des Verbundverhaltens, sondern auch in den Grundlagen der Bemessungsansätze unterscheiden. Selbst innerhalb der Regelwerke und Normen [z. B. DIN EN 1992-1-1] gibt es bei der Bemessung von Verbundproblemen im GZT und GZG kein einheitliches Vorgehen: So werden bei der Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen die Einflüsse auf das Verbundtragverhalten sehr differenziert betrachtet und mit aufwendigen empirischen Formelapparaten und einer Vielzahl von Parametern beschrieben. Dagegen erscheint

die Bemessung von Rissbreiten mit einer mittleren Verbundspannung vom 1,8-fachen der Betonzugfestigkeit ($\tau_m = 1,8 \cdot f_{ctm}$) eher als grobe Abschätzung. Es entsteht zwangsläufig der Eindruck, dass es sich bei der Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen sowie der Begrenzung von Rissbreiten um grundsätzlich verschiedene physikalisch-mechanische Zusammenhänge handeln muss, die hinsichtlich ihrer Mechanik und Einflussgrößen ganz unterschiedlich zu behandeln sind. Ein Irrtum, denn die Rissbildung bestimmt das Verbundtragverhalten und umgekehrt der Verbund die Rissbildung. Beide sind eng miteinander verwoben und werden durch die gleichen physikalisch-mechanischen Prinzipien beschrieben. FOSTER bezieht sich wahrscheinlich unter anderem auf diesen Umstand, wenn er davon spricht, dass die Herausforderung für die zukünftige Forschung darin besteht, „*einen tieferen Einblick in die grundlegende Mechanik des Verbundes in all seinen Aspekten zu erlangen*“, also den Verbund ganzheitlich zu betrachten.

Die *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes* beschreibt genau diesen universellen Zusammenhang zwischen Verbundspannungen und Verformungen, der eine ganzheitlichere Betrachtung des Verbundes ermöglicht. Häufig wird diese Beziehung in einer Arbeitslinie für den Verbund ausgedrückt, die als *Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung* bezeichnet wird. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann sowohl zur Berechnung von Rissbreiten als auch zur Berücksichtigung von Tension Stiffening verwendet werden. Gleichzeitig ist es möglich, die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen zu bestimmen. Modelle, die auf einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung basieren, erscheinen sehr geeignet, eine ganzheitlichere Betrachtung der verschiedenen bemessungsrelevanten Aspekte des Verbundes zu ermöglichen. Das Verbundversagen kann im Allgemeinen auf zwei Arten erfolgen – Ausziehversagen und Spaltversagen. Bei Bauteilen mit praxisüblicher Betondeckung ist in der Regel immer das Spaltversagen maßgebend. Im Gegensatz dazu wurden die meisten Modelle mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung aus Versuchen abgeleitet, bei denen kein typisches Spaltversagen auftritt. Dies ist auf eine Reihe von Missverständnissen zurückzuführen, die auch heute noch im wissenschaftlichen Konsens weit verbreitet sind, wie z. B. die Tatsache, dass sich der Ausziehversuch als standardisierter Verbundversuch etabliert hat, aus dem die meisten dieser Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen abgeleitet wurden. Bereits vor Jahrzehnten war man sich darüber im Klaren, dass Ausziehversuche in erster Linie dazu dienen, Betonstahlbewehrung mit unterschiedlichen Rippenprofilen zu vergleichen und zu überprüfen, nicht aber dazu, Rückschlüsse auf das tatsächliche Verbundverhalten von Betonbauteilen zu ziehen [Rehm 1979]. Die wenigen für das Spaltversagen abgeleiteten Modelle sind entweder nicht in der Lage, dieses adäquat zu berücksichtigen oder wurden nicht bzw. nicht in größerem Umfang an realitätsnahen Bauteilversuchen validiert. Darüber hinaus fehlen in den meisten Fällen für die Übertragbarkeit auf die Praxis wichtige Einflussgrößen, wie z. B. der Einfluss von Querdruck. Auch das lokale Verbundverhalten im Einflussbereich von Rissen, wurde in den wenigsten Modellen ausreichend genau berücksichtigt.

Aus der ganzheitlichen Betrachtung des Verbundes ergibt sich zudem eine weitere Fragestellung, die im neuen Ansatz von FprEN 1992-1-1 nur unzureichend behandelt wird: Der Nachweis von Übergreifungsstößen und Verankerungen ist nach den derzeitigen Bemessungsregeln ausschließlich ein Nachweis für den GZT. Gleichzeitig müssen Übergreifungen und Verankerungen auch alle Anfor-

derungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllen. So dürfen Übergreifungsstöße das Bauteilverhalten im GZG gegenüber einer durchgehenden Bewehrung nicht nachteilig beeinflussen und darüber hinaus sollen Übergreifungen und Verankerungen von Bewehrungsstäben nicht zu größeren Rissbreiten führen als an anderer Stelle im Bauteil [Fingerloos et al. 2020]. Bei den aktuellen Nachweisen zur Begrenzung der Rissbreiten in DIN EN 1992-1-1 und FprEN 1992-1-1 wird nicht unterschieden, ob es sich um einen Übergreifungsstoß bzw. eine Verankerung oder einen Bereich mit durchgehender Bewehrung handelt. Treten am unbelasteten Stabende von Übergreifungsstößen oder Verankerungen bereits im Gebrauchszustand größere Verschiebungen auf, sind die Voraussetzungen für die Anwendbarkeit der aktuellen Nachweisformate zur Begrenzung der Rissbreiten nicht mehr gegeben und damit die Einhaltung der im GZG geforderten Rissbreiten nicht mehr gesichert. Während bei den ursprünglichen Überlegungen zur Regelung der zulässigen Bemessungswerte der Verbundspannungen für den GZT in DIN 1045 und Eurocode 2 auch die Anforderungen des GZG berücksichtigt wurden bzw. durch Reduzierung der zulässigen Verbundspannungen implizit im Nachweis für den GZT enthalten sind, finden solche Überlegungen im neuen Bemessungsansatz von FprEN 1992-1-1, der ausschließlich aus einem Versuchsdatensatz von überwiegend Übergreifungsstoßversuchen für den GZT abgeleitet wurde, keine Berücksichtigung mehr. Dies führt bei bestimmten Parameterkombinationen zu möglichen unzulässig großen Rissbreiten, die sowohl die Dauerhaftigkeit als auch die Tragfähigkeit unserer Tragwerke beeinflussen würden.

Die eingangs zitierte Darstellung von FOSTER verdeutlicht die Komplexität des Verbundes in all seinen Aspekten für die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit von Stahlbetontragwerken und die Tatsache, dass trotz intensiver Forschungsbemühungen in den letzten Jahren und Jahrzehnten bei weitem noch kein umfassendes Verständnis des Betonstahlverbundes erreicht werden konnte. Benötigt wird eine ganzheitliche Betrachtung des Verbundes, die es erlaubt, eine einheitliche und konsistente Modellvorstellung auf alle Aspekte des Verbundes gleichermaßen anzuwenden.

1.3 Zielsetzung und Übersicht

Im Rahmen dieser Arbeit wird das Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung untersucht, insbesondere in Bezug auf das für praxisübliche Stahlbetonbauteile maßgebende Spaltversagen. Dies geschieht durch umfassende experimentelle Untersuchungen sowie durch statistische und parametrische Analysen. Wesentliches Ziel ist die Formulierung eines Verbundmodells für eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, das eine weitgehend ganzheitliche Betrachtung des Verbundes erlaubt. Das Verbundmodell soll sowohl die Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZT und GZG als auch die Berechnung von Rissbreiten und die Berücksichtigung von Tension Stiffening ermöglichen. Folgende Leitfragen haben die gesamte Arbeit begleitet: *Welche Besonderheiten ergeben sich für das Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung bei Spaltversagen und wie kann dieses experimentell hinreichend genau abgebildet werden? Wie können die einzelnen Verbundparameter definiert werden, um die Einflussgrößen auf das Verbundverhalten möglichst exakt zu beschreiben? Welchen Einfluss hat das Rissverhalten auf die Übertragung von Verbundspannungen?*

Sind unsere derzeitigen Bemessungsregeln ausreichend und wo bestehen Defizite? Wie lassen sich die unterschiedlichen Aspekte des Verbundes – Übergreifungen und Verankerungen, Berechnung von Rissbreiten und Tension Stiffening – in einem Verbundmodell ganzheitlich betrachten? Welche Anforderungen ergeben sich für Übergreifungsstöße und Verankerungen über den Grenzzustand der Tragfähigkeit hinaus auch für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit?

Insgesamt soll diese Arbeiten dazu beitragen, die grundlegenden Mechanismen des Verbundes besser zu verstehen und das Materialverständnis für den Werkstoff Stahlbeton weiter zu schärfen. Darüber hinaus sollen mit dem Modell detaillierte Aussagen über den Einfluss der einzelnen Parameter auf das Verbundverhalten, bei der Berechnung von Übergreifungsstößen und Verankerungen, aber auch bei der Rissbreitenbemessung getroffen werden, wo in den derzeitigen normativen Nachweisen nur ein sehr unspezifischer Ansatz verfolgt wird. Mit Hilfe des Verbundmodells sollen für die Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen kritische Parameterkombinationen erkannt werden, bei denen ungünstige Auswirkungen auf die Rissbreiten zu erwarten sind. Durch die Festlegung sinnvoller Grenzen kann ein solches ungünstiges Bauteilverhalten in der Praxis vermieden werden.

Die Entwicklung des Verbundmodells beruht auf drei wesentlichen Säulen, die sich auch in der Struktur dieser Arbeit widerspiegeln (Abb. 1.1): Den Grundlagen zum Verbundverhalten mit einem umfassenden Überblick über die wesentlichen Einflussparameter auf das Verbundverhalten (Kapitel 2), den eigenen experimentellen Untersuchungen mit innovativen, instruktiven Messmethoden und dem daraus entwickelten Verbundmodell (Kapitel 3 und Kapitel 4), sowie der Erschließung einer umfangreichen experimentellen Datenbank mit Versuchen aus der Literatur, die zur umfassenden Validierung und Erweiterung des Verbundmodells herangezogen wird (Kapitel 5 und Kapitel 6).

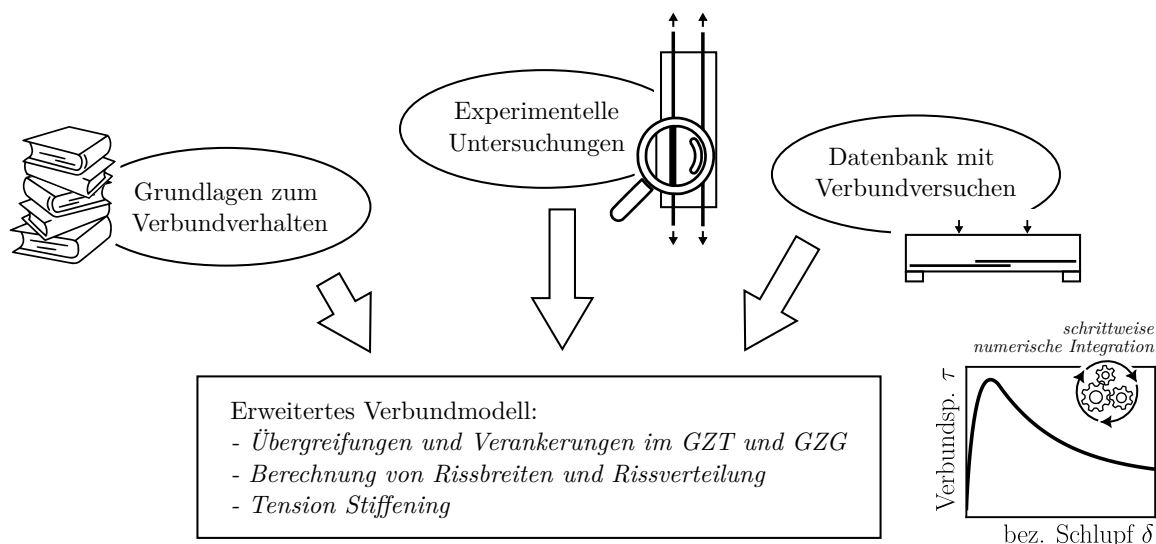


Abbildung 1.1: Struktur der Arbeit und Entwicklung des erweiterten Verbundmodells

In Kapitel 3 werden die experimentellen Untersuchungen mit Dehnkörperversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen dargestellt, die als Grundlage für das Verbundmodell dienen. Bei der Versuchskonzeption wurde besonderer Wert darauf gelegt, das Spaltversagen möglichst praxisnah

abzubilden und gleichzeitig durch die Auswahl spezifischer, im Vergleich zu Bauteilversuchen einfach durchführbarer Verbundversuche eine große Anzahl von Parameterkombinationen untersuchen zu können. Durch den umfassenden Einsatz moderner, hochauflösender Messtechnik wie der quasikontinuierlichen faseroptischen Dehnungsmessung oder der digitalen Bildkorrelation wird eine außerordentliche Ergebnistiefe erreicht. Effekte wie das lokale Verbundverhalten und der Einfluss der Rissbildung werden dabei sehr detailliert erfasst. Auf der Grundlage dieser experimentellen Untersuchungen wurde in Kapitel 4 ein Verbundmodell für eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung abgeleitet und anschließend durch Nachrechnung der eigenen Untersuchungen sowie gut dokumentierter Verbundversuche aus der Literatur eingehend überprüft. Das Verbundmodell bildet die Grundlage für eine Erweiterung und umfassende Validierung anhand einer Versuchsdatenbank mit Übergreifungsstoß- und Verankerungsversuchen aus der Literatur.

Der Aufbau und die Zusammensetzung der Versuchsdatenbank mit Übergreifungsstoß- und Verankerungsversuchen ist in Kapitel 5 beschrieben. Anhand der Datensätze werden die Bemessungsregeln von DIN EN 1992-1-1, FprEN 1992-1-1 und fib Model Code 2010 überprüft. Analog zur ursprünglichen Herleitung der Bemessungsgleichung von fib Model Code 2010 [vgl. fib Bulletin 72], die der Bemessung von Übergreifungen und Verankerungen im neuen Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] zugrunde liegt, wird diese mittels nichtlinearer Regression an die Datensätze angepasst und durch geringfügige Modifikationen weiter optimiert. Diese Vorgehensweise lässt sich auch auf komplexe Verbundmodelle übertragen: In Kapitel 6 wird das Verbundmodell für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch multivariate Modellanpassung an die Datensätze adaptiert und um bisher nicht oder nur unzureichend berücksichtigte Parameter erweitert. Mit diesem erweiterten Verbundmodell, das auf einer breiten und validen Datenbasis beruht, können sowohl Übergreifungsstöße und Verankerungen in den Grenzzuständen GZT und GZG bemessen als auch Rissbreiten berechnet und Tension Stiffening berücksichtigt werden.

Kapitel 2

Grundlagen zum Verbundverhalten gerippter Betonstahlbewehrung

Stahlbeton ist eine gerissene Bauweise, was bedeutet, dass Risse im Beton auch bei fachgerechter Planung und Ausführung auftreten. In diesen Rissen wird die Zugkraft ausschließlich von der Betonstahlbewehrung aufgenommen und in den Bereichen zwischen den Rissen durch Verbund teilweise oder vollständig wieder in den Beton eingeleitet. Damit die geringe Zugfestigkeit des Betons durch eine Stahleinlage als Bewehrung wirksam ergänzt werden kann, ist eine effektive Verbindung beider Komponenten erforderlich. Die Verbindung von Teilen oder Werkstoffen zu einer Einheit wird in der Technik als *Verbund* definiert [Duden 2023]. Der Betonstahlverbund ist somit die Fähigkeit, Kräfte zwischen den beiden Baustoffen Stahl und Beton zu übertragen [Zilch u. Zehetmaier 2010]. Die Verbundwirkung ist für die Bemessung von Stahlbetonbauteilen vor allem in folgenden Fällen relevant:

- Endverankerung der Bewehrung und Stoß der Bewehrungsstäbe durch Übergreifung;
- Bemessung von Rissbreiten und Rissverteilung;
- Zugversteifung und Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen (engl. *tension stiffening*).

Der Betonstahlverbund hat nicht nur entscheidenden Einfluss auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen, sondern bestimmt auch Aspekte der Gebrauchstauglichkeit wie Rissverteilung, Rissbreiten und das Verformungsverhalten. Nachfolgend wird ein Überblick über die wesentlichen Grundlagen des Zusammenwirkens der beiden Baustoffe Stahl und Beton im Verbundwerkstoff Stahlbeton sowie über die verschiedenen Einflussparameter auf den Betonstahlverbund gegeben.

2.1 Allgemeines und Definitionen

2.1.1 Verbundmechanismen und Verbundtragwirkung

Die Kraftübertragung zwischen den profilierten Bewehrungsstäben und dem Beton beruht im Wesentlichen auf den drei Verbundmechanismen Adhäsion, Reibung und mechanische Verzahnung

der Rippen [z. B. Leonhardt u. Mönning 1973; Rehm 1961; Zilch u. Zehetmaier 2010]. In Abhängigkeit von der Relativverschiebung zwischen den beiden Werkstoffen Stahl und Beton, dem sogenannten *Schlupf*, ergeben sich unterschiedliche Anteile an der Verbundtragwirkung. Der Schlupf resultiert zum einen aus den unterschiedlichen Belastungszuständen von Stahl und Beton und zum anderen aus den unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften beider Werkstoffe. Bei keinem oder geringem Schlupf ist zunächst nur die Adhäsion wirksam, welche die mikroskopische Haftung zwischen Stahl und Beton umfasst. Die Adhäsion versagt bereits bei geringen Verschiebungen und ist daher für die Verbundtragwirkung insgesamt von untergeordneter Bedeutung [Rehm 1961; Leonhardt 1957]. Mit zunehmendem Schlupf aktiviert diese Verschiebung die Reibung an der Kontaktfläche zwischen den Werkstoffen, die auf der Rauheit der beiden Oberflächen beruht. Gleichzeitig stützen sich die Rippen des Stahls an den vorgelagerten Betonkonsolen ab, was als *Verzahnung* oder *Scherverbund* bezeichnet wird [Zilch u. Zehetmaier 2010; Lindorf 2011]. Die Verschiebungen der Rippen gegen den Beton nehmen mit steigender Belastung immer weiter zu. Infolge der Verschiebungen des Stahls gegen den Beton entstehen an den Stahlrippen zunächst kleine, in Lastrichtung geneigte Risse (Abb. 2.1 (b)), die sich mit zunehmender Verschiebung weiter ausbreiten und bei geringer Betondeckung bis zur Betonoberfläche reichen können. Diese *innere Risse* (engl. *internal cracks*) sind die Voraussetzung dafür, dass der Beton trotz seiner Sprödigkeit die großen Verschiebungen des Stahls aufnehmen kann und das Zusammenwirken beider Materialien ermöglicht. Mit zunehmendem Schlupf wachsen die inneren Risse, so dass sie dort am größten sind, wo die größten Verschiebungen auftreten.

GAMBAROVA ET AL. unterscheiden in Analogie zu den Verbundmechanismen vier Phasen (I-IV) der Verbundtragwirkung [Gambarova et al. 1989; fib Bulletin 10]. Diese sind in Abbildung 2.1 (a) qualitativ in der charakteristischen Arbeitslinie für den Verbund, der sogenannten *Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung*, dargestellt. In der ersten Phase (I) wirkt hauptsächlich die Adhäsion, ohne dass ein messbarer Schlupf auftritt und der Beton noch nicht gerissen ist. Nach Überwindung der Adhäsionskräfte beginnen sich die Rippen am Beton abzustützen. Die zweite Phase (II) ist durch die Bildung von inneren Rissen gekennzeichnet, die radial um den Stab verlaufen. Von den Betonstahlrippen werden die Druckspannungen kegelförmig in den umgebenden Beton eingeleitet. Dadurch entstehen große Ringzugspannungen, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zur Bildung von Rissen entlang der Stabachse führen (Abb. 2.1 (b)). Die Bildung von Längs- oder Spaltrissen kennzeichnet die Phase III. Bei ausreichender Umschnürung und Betondeckung sind die Spaltrisse lokal begrenzt und breiten sich nicht bis zur Betonoberfläche aus. Liegt jedoch, wie in der Praxis üblich, eine geringe bis mittlere Betondeckung vor (vgl. Abschnitt 2.2.5), so führen die radialen Spaltrisse zum Spalten der Betondeckung und zum schlagartigen Verbundversagen, auch *Spaltversagen* oder *Sprengrissversagen* (engl. *splitting failure*) genannt. In der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist dieses Spaltversagen durch einen abrupten Abfall der Verbundfestigkeit gekennzeichnet und in Abbildung 2.1 (a) als Phase IVb bezeichnet. Die Kraftübertragung im Nachbruchbereich wird mit zunehmendem Schlupf maßgeblich durch die Rissöffnung der Spaltrisse bestimmt [vgl. Idda 1999; Simons 2007; Lindorf 2011; Mahrenholtz 2012; Brantschen 2016]. Mit zunehmender Rissöffnung nimmt die übertragbare Verbundspannung rasch ab. Ist jedoch die Betondeckung sehr groß oder ist der Betonkörper durch besondere konstruktive Maßnahmen

in der Lage, größere Verbundkräfte aufzunehmen, so erfolgt das Verbundversagen nicht mehr durch Aufspalten der Betondeckung, sondern durch allmähliches Abscheren oder Zerdrücken der Betonkonsolen zwischen den Rippen. In Phase IVa wird der Bewehrungsstab dabei zunehmend aus dem Betonkörper herausgezogen (*Ausziehversagen*, engl. *pull-out failure*), so dass die verbleibende Verbundtragfähigkeit schließlich nur noch aus der Reibung zwischen den abgescherten Betonkonsolen und dem umgebenden Beton resultiert.

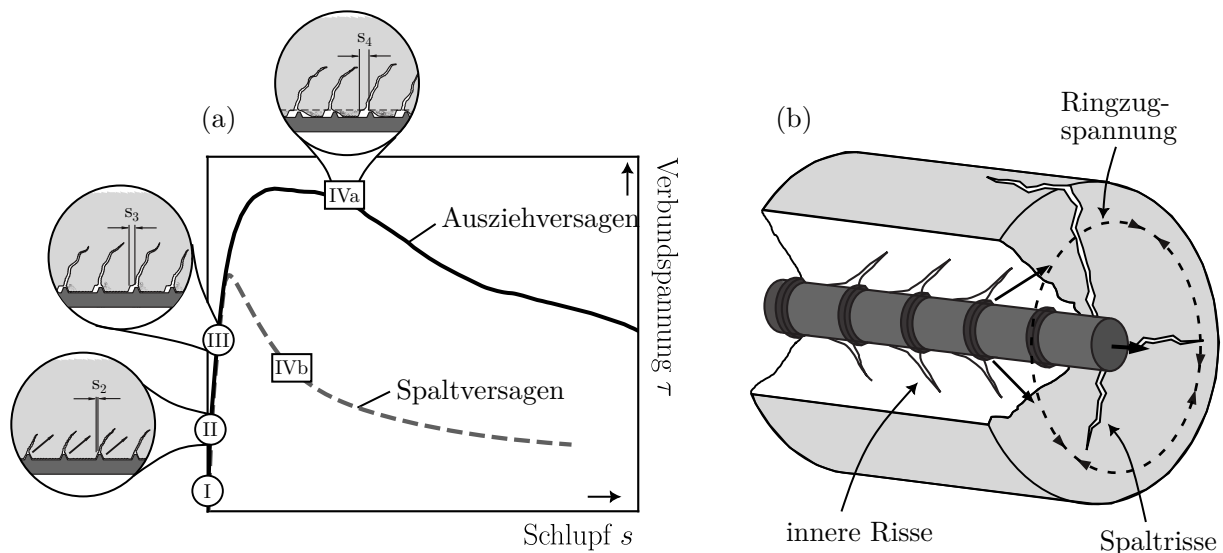


Abbildung 2.1: (a) Phasen der Verbundtragwirkung nach [Gambarova et al. 1989; Zilch u. Zehetmaier 2010] und (b) innere Rissbildung und Zugringmodell nach [Tepfers 1973; Ritter 2013]

Das Ausziehversagen gibt gewissermaßen die Obergrenze der Verbundtragwirkung wieder [Losberg u. Olsson 1979]. Eine zusätzliche Umschnürung oder Querverpressung kann die Verbundtragwirkung ggf. noch erhöhen (vgl. Abschnitt 2.2.5). Im Gegensatz dazu ist bei realen Bauteilen für die Bemessung von Übergreifungen und Verankerungen in der Regel das Spaltversagen maßgebend, wobei wesentlich geringere Verbundkräfte übertragen werden können als beim Ausziehversagen [fib Bulletin 72]. Neben dem Spaltversagen und dem Ausziehversagen sind noch zwei weitere Arten des Verbundversagens zu unterscheiden: das Versagen durch Abplatzen der Betondeckung und das Versagen durch Betonausbruch. Das Abplatzen der Betondeckung (engl. *spalling failure*) wird durch die Biegesteifigkeit der Stabenden im gekrümmten Bauteil begünstigt. Zwischen benachbarten Stäben bildet sich eine Spaltebene aus, die bei inneren Rückstellkräften aus der Stabkrümmung oder äußeren Querverzugkräften auf den Beton zum Abplatzen der Betondeckung und zur lokalen oder globalen Schwächung der Verbundübertragung führt [z. B. Tepfers 1973; fib Bulletin 72]. Darüber hinaus ist es möglich, dass ein Verbundversagen durch einen lokalen Betonausbruch (engl. *concrete breakout*) eingeleitet wird [z. B. Moccia et al. 2021; Corres u. Muttoni 2022]. Die unterschiedlichen Arten des Verbundversagens sind schematisch in Abbildung 2.2 dargestellt.

Die einzelnen Versagensarten treten häufig in Kombination auf, so dass eine eindeutige Abgrenzung nicht immer möglich ist. Sowohl das Spaltversagen als auch das Abplatzen der Betondeckung werden

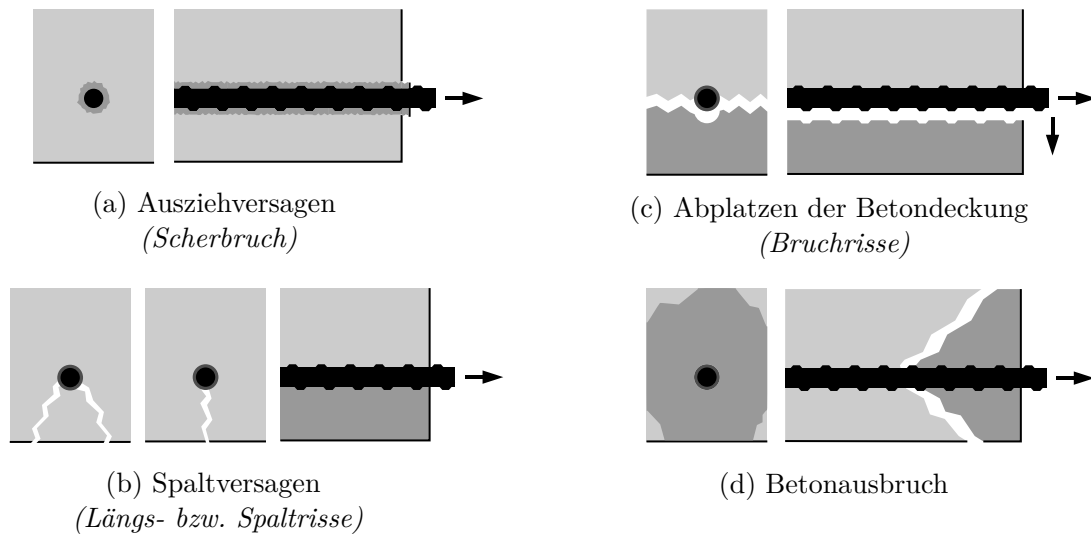


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung der prinzipiellen Arten des Verbundversagens

durch verbundinduzierte Ringzugspannungen hervorgerufen bzw. begünstigt und sind daher nicht immer eindeutig voneinander zu trennen. Beide Arten des Verbundversagens werden in der Literatur meist unter dem Begriff Spaltversagen zusammengefasst.

2.1.2 Arten von Verbundrissen

Risse im Beton entstehen, wenn die Zug- oder Biegebeanspruchung die lokale Zugfestigkeit des Betons übersteigt. Die Verbundwirkung und das Verbundversagen stehen in engem Zusammenhang mit der Rissbildung im Beton. Die Untersuchung und Interpretation der verschiedenen Arten von Verbundrissen ist ein wichtiger Teil für das Verständnis des Verbundtragverhaltens. Im Wesentlichen können drei Arten von Verbundrissen unterschieden werden: Primärrisse, innere Risse und Sekundärrisse. In Anlehnung an die Arten des Verbundversagens sind weiterhin Spalt- bzw. Längsrisse, Bruchrisse und Risse eines Betonausbruchs zu unterscheiden. Hinzu kommt ein Schadensbild, das auf das Abscheren von Betonkonsolen (Ausziehversagen) hinweist. GOTO führte Versuche durch, bei denen er die verschiedenen Verbundrisse durch Injektion von Farbe sichtbar machte [Goto 1971]. Nach der Versuchsdurchführung wurden die Versuchskörper entlang der Längsbewehrungsstäbe durchtrennt. Einige dieser Versuchsergebnisse sind in Abbildung 2.3 dargestellt. Die wesentlichen Arten von Verbundrissen werden wie folgt definiert:

Primärrisse Risse, die durch die gesamte Biegezugzone des Betonbauteils verlaufen, werden als Primärrisse bezeichnet [Goto 1971; Zilch u. Zehetmaier 2010; Windisch 2017]. Im Riss wird die Zugkraft ausschließlich von der Betonstahlbewehrung aufgenommen und in den Bereichen zwischen den Rissen durch Verbund in den Beton eingeleitet. Die Lasteinleitungslänge l_t hängt von der aufnehmbaren Zugkraft durch den Beton, der Stahlspannung im Riss, dem Durchmesser des

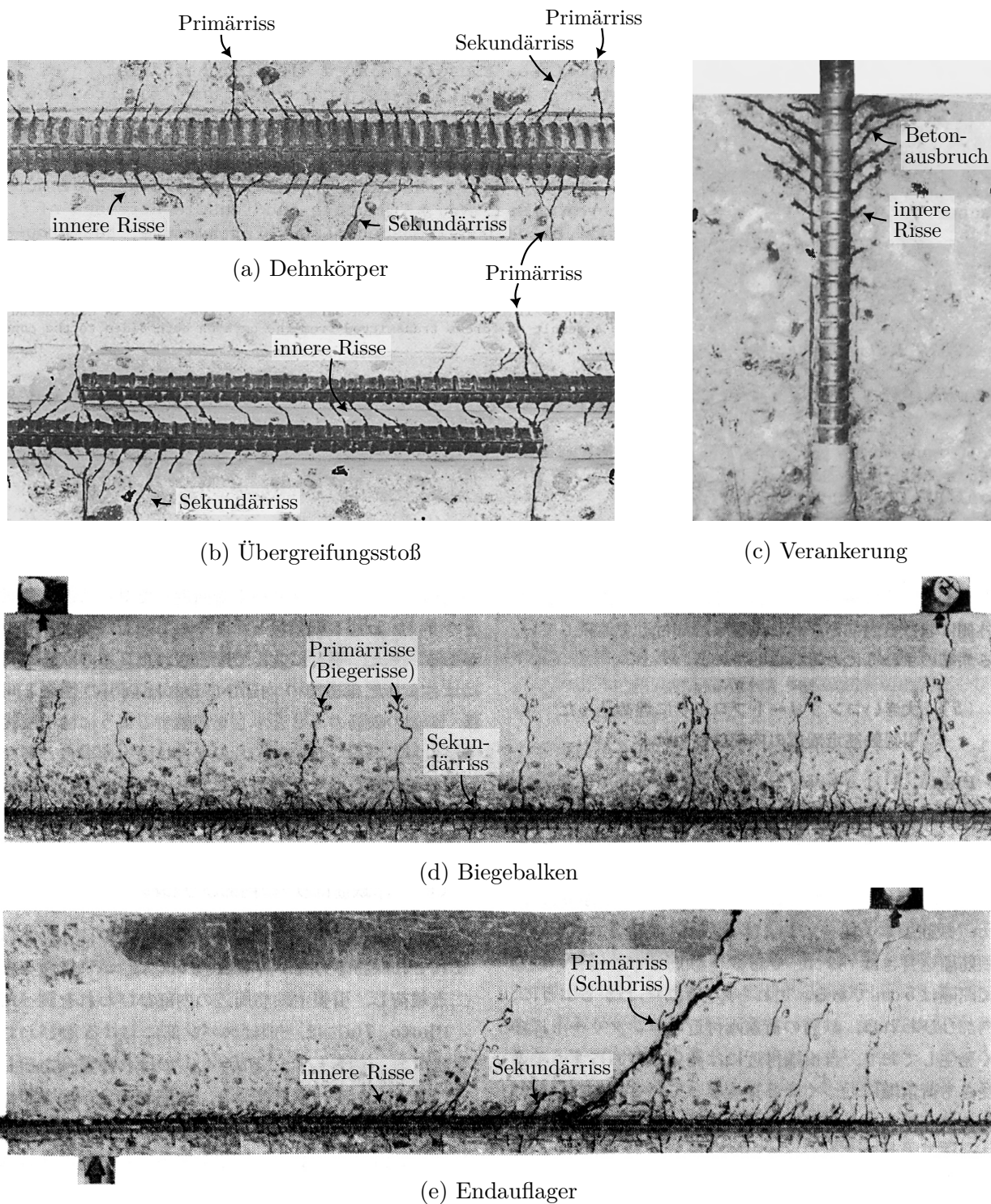


Abbildung 2.3: Eingefärbte Verbundrisse im Längsschnitt (a) eines Dehnkörperversuchs, (b) eines Übergreifungsstoßversuchs, (c) eines verankerten Bewehrungsstabes, (d) der Feldmitte eines Biegebalkens und (e) des Endauflagerbereichs eines Biegebalkens; entnommen und modifiziert aus [Goto u. Otsuka 1979]

Bewehrungsstabes und den Verbundeigenschaften ab. Der nächste Primärriss kann sich an einer zufälligen nächsten Schwachstelle entwickeln, an der die lokale Zugfestigkeit des Betons abermals überschritten wird. Dieser Vorgang wiederholt sich so lange, bis die Lasteinleitungslängen zwischen den Rissen nicht mehr ausreichen, um genügend Zugkraft in den Beton einzuleiten und die Bildung neuer Primärrisse zu bewirken. In diesem Fall spricht man von einem abgeschlossenen Rissbild. Der Abstand zwischen den Primärrissen beträgt mindestens die einfache und maximal die doppelte Lasteinleitungslänge l_t [Zilch u. Zehetmaier 2010; Windisch 2017]. Die Rissbreite von Primärrissen ergibt sich aus der Summe der Schlupfwerte beider Seiten. Primärrisse verlaufen senkrecht zur Bewehrung und entlang der Hauptdruckspannungstrajektorien über die gesamte Zugzone des Betonbauteils. Die inneren Risse sind auf beiden Seiten zum Primärriss hin geneigt. In der Nähe von Primärrissen wird die Übertragung der Verbundspannungen durch lokales Ablösen und Ausbrechen des Betons reduziert (siehe Abschn. 2.2.7 „Lokales Verbundverhalten in Rissnähe“). Primärrisse sind darüber hinaus für das Verformungsverhalten und die Dauerhaftigkeit von Betonbauteilen von entscheidender Bedeutung. Zum Schutz der Betonstahlbewehrung vor korrosiven Einflüssen sind die Rissbreiten der Primärrisse zu begrenzen.

Innere Risse Die Übertragung großer Verbundkräfte erfordert eine Verschiebung zwischen Bewehrung und Beton. Überschreitet der Stahl die Grenzdehnung des Betons, so bilden sich an den Stahlrippen kleine, in Lastrichtung geneigte Risse (Abb. 2.3). Sie wurden erstmals von GOTO in Versuchen sichtbar gemacht und als *innere Risse* oder *Goto Risse* bezeichnet [Goto 1971]. Die inneren Risse sind die Voraussetzung dafür, dass der Beton die großen Verschiebungen des Stahls aufnehmen kann, und ermöglichen das Zusammenwirken beider Materialien. Innere Risse bilden sich bereits bei geringer Beanspruchung und sind i. d. R. an der Betonoberfläche nicht sichtbar. Sie entstehen zunächst an den Rippen in der Nähe der Primärrisse und mit zunehmender Beanspruchung auch an den weiter von den Primärrissen entfernten Rippen. Die inneren Risse sind in einem Winkel von 45° bis 80° zur Stabachse in Richtung des nächsten Primärrisses geneigt (im Mittel ca. 60°) [Goto 1971]. Die Neigung der Risse zeigt die Verschiebungsrichtung bzw. die Richtung des Schlupfes an. Setzen sich die inneren Risse bis zum Primärriss fort, kommt es zu einem lokalen Betonausbruch (Abb. 2.3 (c)). Lokal ist nur noch eine geringe Kraftübertragung möglich.

Sekundärrisse Bei hohen Stahlspannungen können sich zwischen den Primärrissen zusätzliche, sogenannte *Sekundärrisse*, bilden. Diese treten auch innerhalb der jeweiligen Lastübertragungslänge l_t auf und beeinflussen diese nicht [Zilch u. Zehetmaier 2010; Windisch 2017]. Sekundärrisse unterscheiden sich sowohl in ihrem Erscheinungsbild als auch in ihrer Entstehung deutlich von Primärrissen. Sie sind im weitesten Sinne innere Risse, die sich bis zur Betonoberfläche fortsetzen [Goto 1971]. Wie die inneren Risse entstehen sie aufgrund der begrenzten Dehnfähigkeit des Betons und stellen die Verträglichkeit zwischen den Stahl- und Betondehnungen her [Windisch 2017]. Im Sekundärriss ändert der Schlupf nicht seine Richtung. Die inneren Risse vor und nach dem Riss sind daher in die gleiche Richtung (zum nächsten Primärriss) geneigt. Vom Erscheinungsbild lassen sich die Sekundärrisse ebenfalls von Primärrissen abgrenzen: Sie verlaufen an der Betonoberfläche

senkrecht und im Bauteilinneren mit einer Neigung von ca. 60° zur Stabachse in Richtung des nächsten Primärrisses. Außerdem sind sie wesentlich kürzer als Primärrisse und verlaufen nicht durch die gesamte Zugzone des Betonquerschnitts. Die Rissbreite von Sekundärrissen ist geringer als die von Primärrissen. Sowohl innere Risse als auch Sekundärrisse haben eine untergeordnete Bedeutung für die Begrenzung der Rissbreite. Sekundärrisse beeinflussen weder die Entwicklung noch die Breite von Primärrissen [Windisch 2017].

Weitere Rissarten In Anlehnung an die Arten des Verbundversagens wird zwischen *Spaltrissen*, *Bruchrissen* sowie Rissen durch *Betonausbruch* und *Scherbruch* (Ausziehversagen) unterschieden (vgl. Abb. 2.2). Die Druckspannungen werden von den Betonstahlrippen kegelförmig in den umgebenden Beton eingeleitet. Dadurch entstehen große Ringzugspannungen, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zur Bildung von *Längsrissen* entlang der Stabachse führen (vgl. Abschnitt 2.1.1). Längsrisse bilden sich zunächst an den Primärrissen und wachsen von dort mit zunehmender Stahlspannung entlang der Stäbe in Richtung der ungerissenen Bereiche [Goto 1971]. Längsrisse in der Betondeckung werden auch als *Spaltrisse* bezeichnet (Abb. 2.2 (b)). Das Verbundverhalten nach Rissbildung wird im Wesentlichen durch die Beziehung zwischen Schlupf und Rissöffnung bestimmt. Bilden sich Längsrisse zwischen den Hauptbewehrungsstäben, so können diese zum vorzeitigen Verbundversagen z. B. durch Abplatzen der Betondeckung führen [z. B. Tepfers 1973; fib Bulletin 72]. Diese Risse werden als *Bruchrisse* bezeichnet (Abb. 2.2 (c)) [z. B. Eligehausen 1979]. Darüber hinaus ist es möglich, dass ein Verbundversagen durch einen lokalen Betonausbruch eingeleitet wird, wenn sich die inneren Risse bis zum Primärriss fortsetzen [z. B. Moccia et al. 2021; Corres u. Muttoni 2022].

2.1.3 Verbundspannung und Schlupf

Verbundspannung Der Verbund von profilierten Bewehrungsstählen wird durch eine Reihe komplexer Mechanismen bestimmt, im Wesentlichen jedoch durch die Verzahnung der Rippen mit dem umgebenden Beton (vgl. Abschnitt 2.1.1). Die Verbundkräfte werden an den Rippen lokal in den Beton eingeleitet, wo sie sich räumlich in den Beton ausbreiten. Vor den Rippen entstehen große Pressungen, die infolge des mehrdimensionalen Spannungszustandes ein Mehrfaches der Betondruckfestigkeit betragen können [Rehm 1961]. Die räumlich komplexe Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton wird vereinfacht durch eine an der Grenzfläche zwischen Bewehrung und Beton wirkende *Verbundspannung* (engl. *bond stress*) beschrieben [Zilch u. Zehetmaier 2010]. Die Verbundspannung fasst alle entlang des Stabes wirkenden Adhäsions-, Reibungs- und Verzahnungskräfte zu einer flächigen Schubspannung zusammen (Abb. 2.4). Dabei wird die Kontaktfläche als homogener, zylindrischer Bewehrungsstab idealisiert und die Oberflächengeometrie mit den Rippen vernachlässigt [Ritter 2013].

Bei der Ermittlung der Verbundspannung ist zu unterscheiden, ob diese aus einer direkten Messung oder als Mittelwert aus der Prüfkraft berechnet wird. Die direkte Messung erfolgt z. B. punktuell

mit Dehnmessstreifen oder kontinuierlich mit faseroptischer Dehnungsmessung am einbetonierten Bewehrungsstab [vgl. Fröse u. Fischer 2022]. Die Verbundspannung τ wird nach Gleichung 2.1 berechnet, wobei $d\sigma_s$ die Spannungsänderung entlang eines beliebig kurzen Stababschnittes bzw. Messpunktabstandes (differentielles Stabelement dx) und \varnothing_s der Nenndurchmesser des Bewehrungsstabes ist (vgl. Abschnitt 2.1.4). Dagegen wird die mittlere Verbundspannung als Quotient der Prüfkraft F und der idealisierten Mantelscherfläche über die Verbundlänge l_b berechnet (Gl. 2.2).

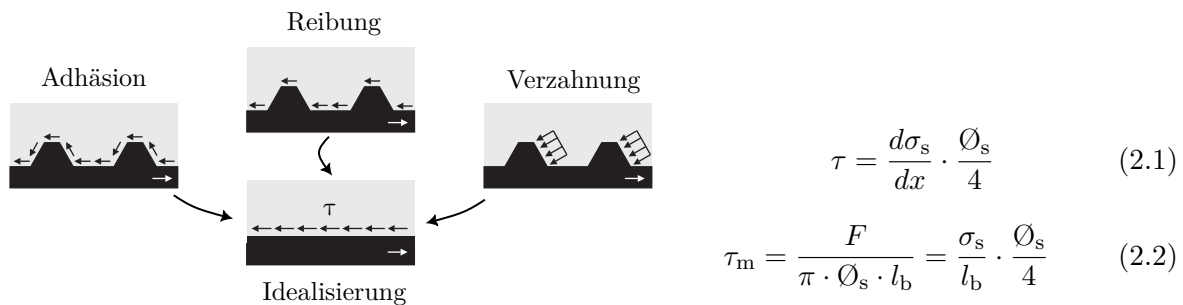


Abbildung 2.4: Idealisierung der Verbundspannung nach [Ritter 2013]

Schlupf Als *Schlupf* wird verallgemeinert die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton verstanden. Diese Relativverschiebung ist notwendig, damit der Kraftfluss zwischen den beiden Werkstoffen überhaupt möglich ist und resultiert vor allem aus den unterschiedlichen Belastungszuständen sowie den unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften von Stahl und Beton [Windisch 2017]. Der Schlupf ist eng mit der inneren Rissbildung verknüpft und kann im Wesentlichen als die Summe der inneren Rissbreiten aufgefasst werden.

In der Literatur wird der Schlupf nicht einheitlich definiert, was vor allem auf die unterschiedliche messtechnische Erfassung zurückzuführen ist. In verschiedenen Versuchen wurde der Schlupf beispielsweise mit Wegaufnehmern oder Sonden direkt am Stab gemessen [z. B. Wahla et al. 1971; Günther u. Mehlhorn 1990], aus den gemessenen Stahl- und Betondehnungen berechnet [z. B. Nilson 1972; Dörr u. Mehlhorn 1979; Fröse u. Fischer 2022] oder am belasteten bzw. unbelasteten Stabende mit Wegaufnehmern erfasst [z. B. Windisch 1985; Ritter 2013; Metelli u. Plizzari 2014; Moccia et al. 2021]. Bereits DÖRR U. MEHLHORN wiesen darauf hin, dass der Vergleich unterschiedlicher Schlupfmessungen nicht ohne weiteres möglich ist und zu Abweichungen bei der Interpretation von Ergebnissen führen kann [Dörr u. Mehlhorn 1979].

Durch die lokal an den Bewehrungsstäben eingeleiteten Verbundkräfte, die sich räumlich im Betonkörper ausbreiten, kommt es zu einem „Mitziehen“ des umgebenden Betons. Mit zunehmendem Schlupf bildet sich aufgrund der lokal veränderlichen Betonverformungen und der inneren Rissbildung eine Verwölbung des Betons um den Bewehrungsstab aus. Diese ist in Abbildung 2.5 exemplarisch dargestellt. Theoretisch führt diese Vertiefung dazu, dass mit unterschiedlichen Messmethoden

und Messpunktabständen vom Stab unterschiedliche Schlupfwerte gemessen werden. SCHMIDT-THRÖ UND STÖCKL führten diesbezüglich Untersuchungen an Ausziehversuchen konsolenförmigen Ausziehversuchen durch, bei denen sie den Einfluss des Abstandes der Messpunkte vom Stab auf das Ergebnis der Schlupfmessung am unbelasteten Stabende untersuchten [Schmidt-Thrö u. Stöckl 1985]. Mit induktiven Wegaufnehmern wurden die Stabverschiebung und die Betonverformung an verschiedenen Punkten in zwei Abständen ($R_1 = 13 \text{ mm}$, $R_2 = 16,5 \text{ mm}$) von einem von der Probekörperverschöpfung unabhängigen Festpunkt aus gemessen. Bei der Berechnung des Schlupfes wurde die Betonverformung von der Verschiebung des Stabendes abgezogen (M0 - M1/2 bzw. M0 - M3/4). Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.5 dargestellt. SCHMIDT-THRÖ UND STÖCKL konnten bei ihren Untersuchungen kaum Unterschiede zwischen den verschiedenen Messanordnungen feststellen, da die Betonverformungen im Vergleich zum Stabschlupf sehr gering blieben [Schmidt-Thrö u. Stöckl 1985]. Die Schlupfwerte unterschieden sich mit und ohne Berücksichtigung der Betonverformung um maximal $0,016 \text{ mm}$. Zwischen den Messpunktabständen $R_1 = 13 \text{ mm}$ und $R_2 = 16,5 \text{ mm}$ wurden keinerlei Unterschiede festgestellt. Die Autoren halten es für ausreichend, den Schlupf in einem Abstand von wenigen Zentimetern vom Bewehrungsstab zu messen. Eine direkte Messung des Schlupfes an der Kontaktfläche zwischen Bewehrungsstab und Beton, die auch messtechnisch nur schwer durchführbar ist, wird von ihnen als nicht erforderlich angesehen.

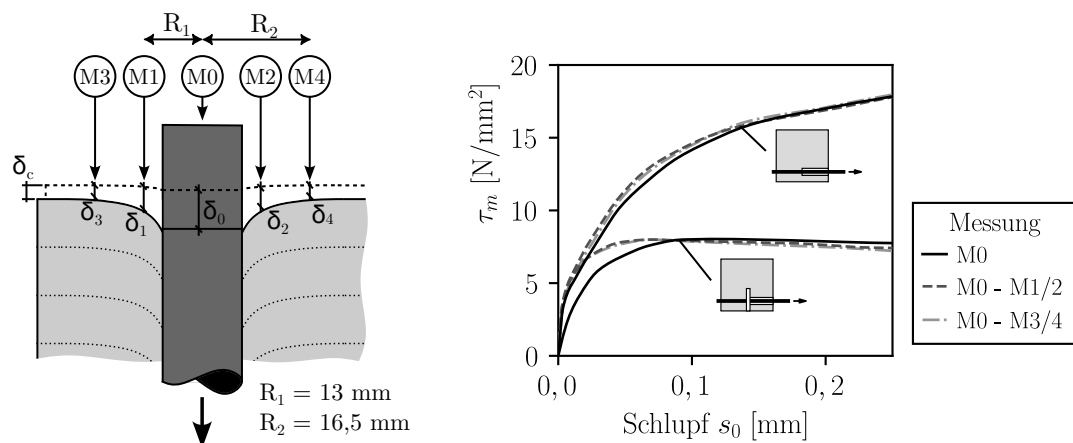


Abbildung 2.5: Schlupfmessungen in verschiedenen Abständen vom Bewehrungsstab ($\varnothing_s = 16 \text{ mm}$, Beton C40/50) nach [Schmidt-Thrö u. Stöckl 1985]

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung Der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Schlupf, die sogenannte *Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung*, dient als Arbeitslinie für den Verbund und beschreibt die komplexen Zusammenhänge der Verbundtragwirkung. Die meisten dieser Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen werden experimentell ermittelt. Je nach Probenform und Messaufbau können sowohl die ermittelte Verbundtragfähigkeit als auch der Schlupfverlauf und damit die gesamte Charakteristik der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung stark voneinander abweichen. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann daher nicht als Stoffgesetz im herkömmlichen Sinne angesehen werden. Als eines der prominentesten Modelle wurde von ELIGEHAUSEN ET AL. [Eligehausen et al. 1983] ein abschnittsweise definiertes Verbundgesetz formuliert, das in modifizierter

Form in fib Model Code 1990 und fib Model Code 2010 übernommen wurde [fib Model Code 1990; fib Model Code 2010]. Die typische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beginnt mit einem parabolisch ansteigenden Ast bis zu einem Maximalwert oder Plateau. Danach nimmt die Verbundspannung ab, bis der Verbund nur noch durch Reibung charakterisiert ist. Da für den Gebrauchszustand eines Stahlbetonbauteils der aufsteigende Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nicht verlassen wird, beschränken sich viele Verbundmodelle im Wesentlichen auf die detaillierte Beschreibung des aufsteigenden Astes [Zilch u. Zehetmaier 2010].

Die meisten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen wurden an kleinmaßstäblichen Verbundversuchen, wie z. B. Ausziehversuchen, ermittelt. Daher sind sie oft nur für die Versagensart *Ausziehversagen* und nicht für *Spaltversagen* gültig. Die Anzahl der Verbundmodelle mit einer Verbund-Spannungs-Schlupf-Beziehung, die auch für Spaltversagen gelten, ist dagegen sehr begrenzt. Tabelle 2.1 gibt einen Überblick über verschiedene Formulierungen für den aufsteigenden Ast ausgewählter Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Spaltversagen aus der Literatur. Abbildung 2.6 zeigt die Verbund-Spannungs-Schlupf-Beziehungen aus der Literatur zur Beschreibung des Spaltversagens für einen Beton der Festigkeitsklasse C30/37, einen Stab mit dem Durchmesser $\varnothing_s = 16$ mm, einen Nennwert der Betondeckung von $c_d = 1,5 \varnothing_s$, moderater Querbewehrung $\varnothing_t = 8$ mm je 15 cm (zweischnittig) und gute Verbundbedingungen. Zusätzlich ist die für das Ausziehversagen gültige Verbund-Spannungs-Schlupf-Beziehung aus fib Model Code 2010 aufgeführt. Es fällt auf, dass die in dargestellten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen alle sehr unterschiedlich sind. Es ist nochmals zu betonen, dass diese nicht als Stoffgesetz, sondern lediglich als Arbeitslinie für den Verbund zu betrachten sind. Die Form der einzelnen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen hängt stark von den experimentellen Untersuchungen ab, aus denen sie ermittelt wurden. Außerdem ist zu beachten, dass kaum eines dieser Modelle aus realen Balkenversuchen abgeleitet oder an solchen Versuchen umfassend validiert wurde.

Bei der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist zu unterscheiden, ob die Verbundspannung direkt oder indirekt als mittlere Verbundspannung gemessen wurde. Eine aus direkter Messung ermittelte Arbeitslinie wird oftmals als *lokale* Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bezeichnet (vgl. Abschn. 2.2.7 „Lokales Verbundverhalten in Rissnähe“) [vgl. Watstein 1947; Nilson 1972; Shima et al. 1987; Kankam 1997; Corres u. Muttoni 2022]. Die meisten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen basieren dagegen auf kleinmaßstäblichen Versuchen mit kurzen Verbundlängen, bei denen die Verbundspannung aus der Prüfkraft berechnet wird. Entlang der Verteilung des eingebetteten Bewehrungsstabes wird eine annähernd konstante Verbundspannung angenommen. Für sehr kurze Verbundlängen kann dies noch als zutreffend angesehen werden (auch hier wird häufig von einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gesprochen), bei größeren Verbundlängen weicht jedoch der tatsächliche nichtlineare Verbundspannungsverlauf zunehmend von der angenommenen mittleren Verbundspannung ab (vgl. Abschn. 2.2.5 „Verbundlänge“).

Wird der Schlupf mit induktiven Wegaufnehmern punktuell gemessen, so ist zu beachten, ob der Schlupf am belasteten Stabende (s_l) oder am unbelasteten Stabende (s_u) gemessen wurde. WINDISCH berichtet erstmals über die Diskrepanz zwischen einer Schlupfmessung am belasteten

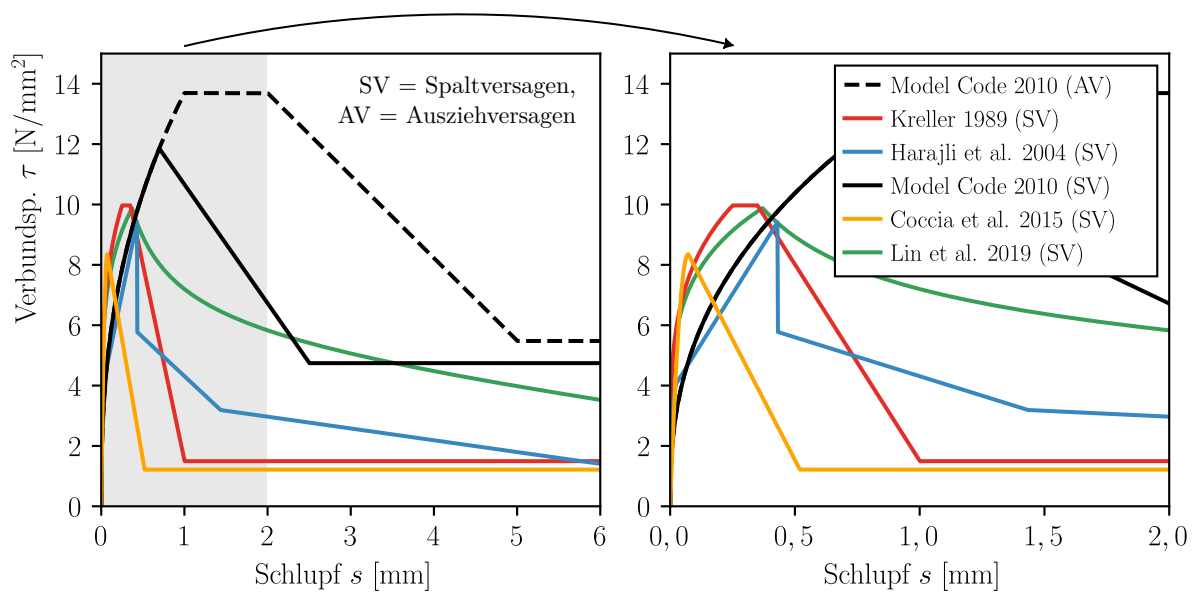


Abbildung 2.6: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mit Beton C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, $c_d/\varnothing_s = 1,5$, mit Querbewehrung und guten Verbundbedingungen nach [Kreller 1989; Harajli et al. 2004; fib Model Code 2010; Coccia et al. 2015; Lin et al. 2019]

Tabelle 2.1: Ansatzfunktionen für Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei Spaltversagen

Autor	Ansatzfunktion
Eligehausen et al. (1983)	$\tau(s) = \tau_{\max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha$
Kreller (1989)	$\tau(s) = \tau_{\max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha$
Harajli et al. (2004)	$\tau(s) = \tau_{\max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^{0,3}$
fib Model Code 2010 (2013)	$\tau(s) = \tau_{\max} \cdot \left(\frac{s}{s_1}\right)^\alpha$
Coccia et al. (2015)	$\tau(s) = \tau_{\max} \cdot \left[2 \cdot \frac{s}{s_0} - \left(\frac{s}{s_0}\right)^2\right]$
Lin et al. (2019)	$\tau(s) = \tau_{\max} \cdot \left(\frac{s}{s_u}\right)^{0,2}$

und am unbelasteten Stabende und über den entscheidenden Unterschied zu einer tatsächlichen lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [Windisch 1985]. Dabei ist weder die Schlupfmessung am belasteten noch am unbelasteten Stabende charakteristisch für die Verschiebung des Bewehrungsstabes entlang der Verbundlänge: Die Schlupfmessung am unbelasteten Stabende gibt ein zu steifes Verbundverhalten wieder, während die Schlupfmessung am belasteten Stabende das Gegenteil bewirkt. Dies ist exemplarisch in Abbildung 2.7 dargestellt.

Abschließend ist zu bemerken, dass aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Modelle mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung eine gewisse Unklarheit darüber besteht, welche Modelle als korrekt angesehen werden können. Die Modelle wurden aus verschiedenen Verbundversuchen

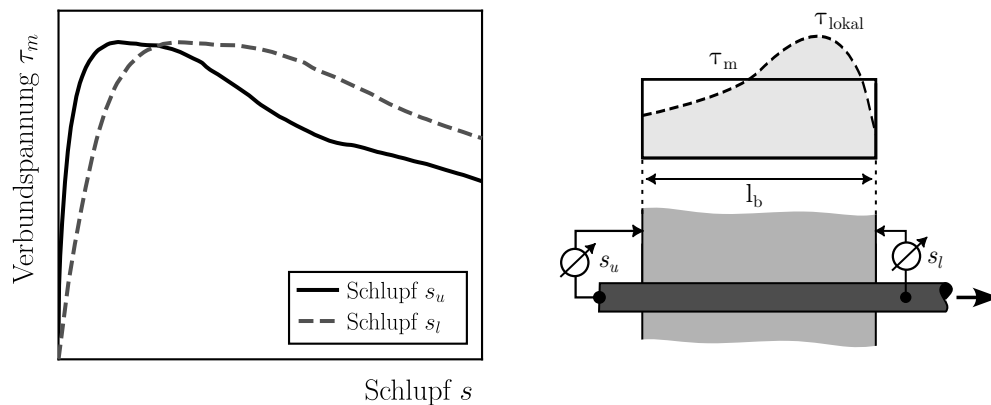


Abbildung 2.7: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit Schlupfmessung am unbelasteten Stabende (s_u) und belasteten Stabende (s_l)

abgeleitet und der Schlupf wurde mit sehr unterschiedlichen Messmethoden am belasteten Stabende, am unbelasteten Stabende oder durch direkte Messungen ermittelt. Keines der Verbundmodelle wurde dabei an einer größeren Anzahl von praxisnahen Versuchen validiert. Die Berechnungsergebnisse können um ein Vielfaches voneinander abweichen, je nachdem, welche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung verwendet wird.

2.1.4 Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Herleitung der Differentialgleichung

Aus dem Kräftegleichgewicht und der Verträglichkeit der Verschiebungen an einem infinitesimalen Stababschnitt mit der Länge dx (differentielles Stabelement), lassen sich die Beziehungen zwischen Verbundspannung, Stahldehnung bzw. -spannung und Schlupf mathematisch herleiten. Die mathematische Formulierung der Zusammenhänge ist als *Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes* bekannt. Der Ursprung und die Herleitung der Differentialgleichung geht auf KUUSKOSKI zurück [Kuuskoski 1950]. Weitere Verbreitung fand sie u. a. durch die Arbeiten von REHM und MARTIN [Rehm 1961; Martin 1973]. Die Differentialgleichung leitet sich aus zwei Bedingungen ab: dem Gleichgewicht der inneren Kräfte (*Kräftegleichgewicht*) und dem Gleichgewicht der Verschiebungen (*kinematische Relation*, siehe Abb. 2.8).

Kräftegleichgewicht Durch die Verbundspannungen werden Kräfte vom Stahl auf den Beton übertragen und umgekehrt. Das Kräftegleichgewicht am differentiellen Stabelement muss erhalten bleiben. Die durch die Verbundspannungen eingeleitete Kraft entspricht genau der Kraftänderung im Bewehrungsstahl bzw. im umgebenden Beton (Abb. 2.8). Dieses Kräftegleichgewicht kann in Spannungen ausgedrückt werden, so dass die über den Stabumfang U_s und die Elementlänge

dx wirkenden Verbundspannungen gleich der Kraft ist, die sich aus der Spannungsänderung im Stahlquerschnitt A_s bzw. der Spannungsänderung im Betonquerschnitt A_b ergibt (Gl. 2.3):

$$\tau(x) \cdot U_s \cdot dx = d\sigma_s(x) \cdot A_s = d\sigma_c(x) \cdot A_c \quad (2.3)$$

Die Verbundspannungsänderung lässt sich als Maß für die Änderung der Stahlspannung und Betonspannung auffassen. Stellt man Gleichung 2.3 nach dem Differential der Spannungen um, so erhält man folgenden Ausdruck:

$$\frac{d\sigma_s(x)}{dx} = \frac{U_s}{A_s} \cdot \tau(x) \quad \text{und} \quad \frac{d\sigma_c(x)}{dx} = \frac{U_c}{A_c} \cdot \tau(x) \quad (2.4)$$

Kinematische Relation Neben dem Kräftegleichgewicht beruht die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes auf der weiteren Bedingung, dass bei der Kraftübertragung Verschiebungen zwischen Stahl und Beton auftreten. Unter der Annahme, dass die Verwölbungen des Betonkörpers sehr klein bleiben, ergibt sich die Änderung des Schlupfes ds aus der Differenz der Stahl- und Betonverformungen δ_s und δ_c (Abb. 2.8):

$$ds = \delta_s - \delta_c \quad (2.5)$$

Bezogen auf die Elementlänge dx werden die Verformungen als Dehnungen ausgedrückt:

$$\frac{ds(x)}{dx} = \varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x) \quad (2.6)$$

Unter Voraussetzung eines linear-elastischen Verhaltens des Betonstahls ($\varepsilon_s = \sigma_s/E_s$) und des Betons ($\varepsilon_c = \sigma_c/E_c$) gilt Gleichung 2.7. Dabei führen Zugspannungen im Beton (positives Vorzeichen, z.B.

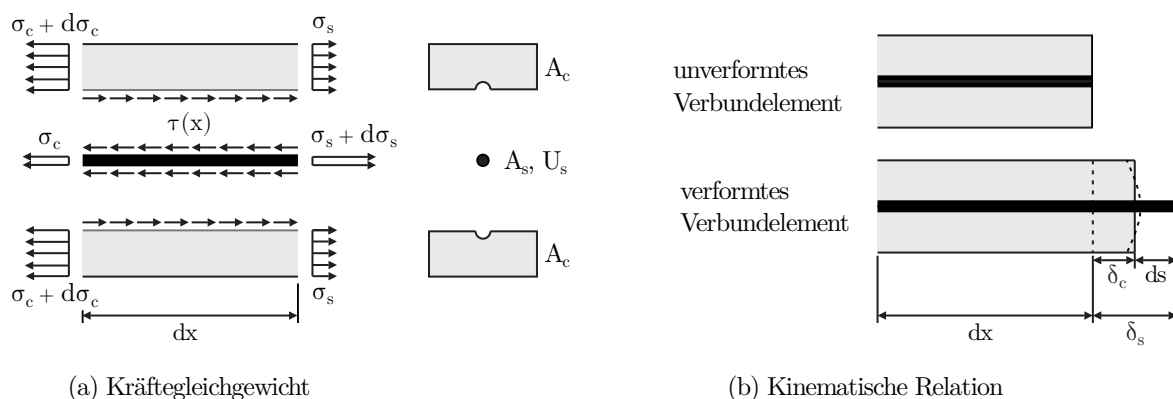


Abbildung 2.8: (a) Kräftegleichgewicht und (b) kinematische Relation am differentiellen Stabelement dx nach [Krips 1985]

im Dehnkörper) zu einer Verringerung des Schlupfes und Druckspannungen (negatives Vorzeichen, z.B. im Ausziehversuch) zu einer Vergrößerung des Schlupfes.

$$\frac{ds(x)}{dx} = \frac{\sigma_s(x)}{E_s} - \frac{\sigma_c(x)}{E_c} \quad (2.7)$$

Durch weitere Differenzierung der Gleichung 2.7 erhält man folgenden Ausdruck, der zur Herleitung der bekannten „allgemeinen Formulierung“ dient:

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = \frac{d\sigma_s(x)}{dx \cdot E_s} - \frac{d\sigma_c(x)}{dx \cdot E_c} \quad (2.8)$$

Allgemeine Formulierung Aus Gleichung 2.4 und 2.8 ergibt sich die allgemeine Formulierung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes:

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = \frac{\tau(x) \cdot U_s}{E_s \cdot A_s} - \frac{\tau(x) \cdot U_c}{E_c \cdot A_c} \quad (2.9)$$

Da die Betondehnungen wesentlich kleiner sind als die Stahldehnungen, können diese als Näherung vernachlässigt werden [Rehm 1961; Martin 1973]. Die vereinfachte Differentialgleichung ergibt sich somit zu:

$$\frac{d^2s(x)}{dx^2} = \frac{4}{O_s \cdot E_s} \cdot \tau(x) \quad (2.10)$$

Die geschlossene Lösung der Differentialgleichung ist nur für bestimmte Ansatzfunktionen $\tau(s)$ und Randbedingungen möglich [Ritter 2013]. Grundlage ist, dass dabei die Bedingungen für die Gültigkeit einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für jeden Differentialquerschnitt entlang der Verbundlänge erfüllt sind [Lindorf 2011]. Näherungsweise kann die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes durch numerische schrittweise Integration gelöst werden (vgl. Abschn. 2.4.2).

2.2 Einflüsse auf den Betonstahlverbund

2.2.1 Überblick

Das Verbundverhalten zwischen Betonstahlbewehrung und Beton wird durch eine Vielzahl von Parametern und Faktoren bestimmt. Diese können in Anlehnung an die Arbeiten von LINDORF und RITTER in verschiedene Kategorien eingeteilt werden [Lindorf 2011; Ritter 2013]: Der Verbund wird vor allem durch das Materialverhalten von Stahl und Beton geprägt. Darüber hinaus bestimmen die Umschnürungswirkung durch den umgebenden Beton sowie die vorhandene Querbewehrung bzw. allgemein die bauliche Durchbildung das Verbundverhalten. Daneben sind die Belastung und die Lastgeschichte sowie weitere Einflüsse wie Rissbildung und lokale Effekte als wichtige Parameter zu nennen. Tabelle 2.2 gibt einen Überblick über viele der bestimmenden Einflussfaktoren.

Tabelle 2.2: Einflussfaktoren auf den Betonstahlverbund

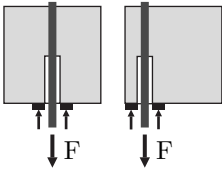
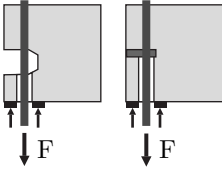
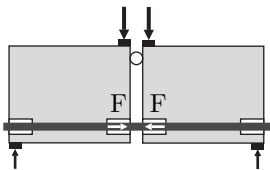
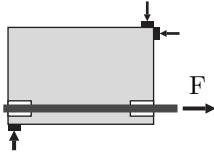

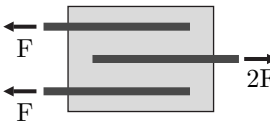
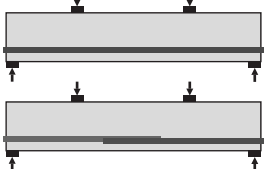
Bewehrung	Beton	
Oberflächengestalt	Betondruckfestigkeit	Fehlstellen
Rippengeometrie	Betonzugfestigkeit	Luftporengehalt
Mechanische Eigenschaften	E-Modul	(Nach-) Verdichtung
Verzinkung/Ummantelung	Bruchenergie	Mischverfahren
Querschnittsform	Betonalter	Betontechnologie
Endausbildung	Betonzusammensetzung	
Korrosion	Frischbetonqualität	
Bauliche Durchbildung	Belastung und Lastgeschichte	Weitere
Betondeckung	Querdruck	Probekörperform
Querbewehrung	Querzug	Verbundversagen
Verbundlänge	Rückstellkräfte aus Biegung	Längsrissbreite
Stablage beim Betonieren	Belastungsgeschwindigkeit	Lokales Verbundverhalten
Verbundfreie Vorlängen	Ermüdung	
Querschnittsabmessungen	Dauerstandsfestigkeit	
Ausrichtung der Rippen	Schwinden	
Vorspannung	Temperatur	
	Brand	

2.2.2 Probekörperform

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens und seiner Einflussparameter werden eine Vielzahl unterschiedlicher Probekörperformen eingesetzt, die sich in Geometrie, Beanspruchungsart und konstruktiver Ausbildung erheblich unterscheiden [Wildermuth 2013]. Aufgrund der vielfältigen Bedingungen, unter denen das Zusammenwirken von Stahl und Beton in der Praxis stattfindet, kann es kein allgemeingültiges Prüfverfahren geben, das alle Arten der Verbundbeanspruchung realitätsnah abbildet [Janovic 1979]. Grundsätzlich dient daher jede Art von Versuchskörper der spezifischen Nachbildung eines der verschiedenen Verbundbeanspruchungsbereiche im Tragwerk. Tabelle 2.3 gibt einen Überblick über die gebräuchlichsten Versuchskörper nach ROSTÁSY, ROHLING UND SCHEUERMANN, ihre Anwendungsbereiche und die auftretenden Beanspruchungen [Rostásy u. Rohling 1984; Rostásy u. Scheuermann 1987].

Für kleinmaßstäbliche Untersuchungen im Rahmen von Parameterstudien hat sich in der Praxis der Verbundforschung vor allem der Ausziehversuch (engl. *Pull-Out Test*) durchgesetzt. Die Durchführung ist durch den internationalen Verband RILEM standardisiert [RILEM 1994]. In DIN EN 10080 wurden die Versuchsdurchführung entsprechend den RILEM-Empfehlungen übernommen [DIN EN 10080]. Die wegen ihrer Einfachheit weit verbreiteten Ausziehversuche waren ursprünglich ausschließlich für die Überprüfung des Verbundverhaltens von Betonstählen unterschiedlicher Profilierung vorgesehen. Da die Versuchsbedingungen jedoch mehr oder weniger stark von den in der Praxis vorliegenden Verhältnissen abweichen, kann aus den Versuchsergebnissen nicht ohne

Tabelle 2.3: Überblick über verschiedene Versuchskörper mit Anwendungsbereichen und Art der Beanspruchung, zusammengefasst nach [Rostásy u. Rohling 1984; Rostásy u. Scheuermann 1987]

Verbundversuch	Anwendung	Beanspruchungen
<p>Ausziehversuch</p> 	<ul style="list-style-type: none"> – einfacher, sehr gebräuchlicher Verbundversuch – dient vor allem der Prüfung von Stählen mit unterschiedlicher Profilierung (z.B. im Zulassungswesen) 	<ul style="list-style-type: none"> – Zugbeanspruchung des Stahls – Druckbeanspruchung des Betons – wenig realitätsnahes Verbundverhalten (druckbeanspruchter Beton, Gewölbewirkung, verbundfreie Vorlänge)
<p>Konsolartiger Ausziehversuch</p> 	<ul style="list-style-type: none"> – einfacher Versuchsaufbau – Abbildung des Biegeschubbereichs – Studium der Sprengwirkung und des Einflusses der Betondeckung 	<ul style="list-style-type: none"> – Zugbeanspruchung des Stahls – Schubbeanspruchung des Betons – wesentlich realitätsnäheres Verbundverhalten als bei Ausziehversuch
<p>Biegehaftversuch</p> 	<ul style="list-style-type: none"> – Abbildung des Verankerungsbereichs/Auflagerbereichs – Verhältnis Moment zu Querkraft entspricht nicht dem eines normalen Balkens 	<ul style="list-style-type: none"> – Zugbeanspruchung des Stahls – Schub- und Querdrukbeanspruchung des Betons – Einfluss der verbundfreien Vorlänge
<p>Balkenendversuch</p> 	<ul style="list-style-type: none"> – gebräuchlicher, einfacher Verbundversuch – Abbildung des Verankerungsbereichs/Auflagerbereichs 	<ul style="list-style-type: none"> – Zugbeanspruchung des Stahls – Schub- und Querdrukbeanspruchung des Betons – Einfluss der verbundfreien Vorlänge
<p>Dehnkörperversuch</p> 	<ul style="list-style-type: none"> – Abbildung der reinen Zug- bzw. Biegezugzone im Bereich konstanten Moments (Zuggurtanalogie) – Studium der Rissbildung und Spannungsverteilung 	<ul style="list-style-type: none"> – Zugbeanspruchung des Stahls und des Betons
<p>Spleißversuch</p> 	<ul style="list-style-type: none"> – Abbildung des Zug- bzw. Biegezugbereichs – hauptsächlich zur Untersuchung von Übergreifungsstößen 	<ul style="list-style-type: none"> – Zugbeanspruchung des Stahls und des Betons
<p>Balkenversuch</p> 	<ul style="list-style-type: none"> – großformatige, wirklichkeitsnahe Untersuchung von Übergreifungen und Verankerungen – nicht für größere Parameterstudien geeignet 	<ul style="list-style-type: none"> – wirklichkeitsnahe Beanspruchung

weitere Überlegungen auf eine zulässige Verbundspannung geschlossen werden [Rehm 1979]. Bei Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge wird in der Regel eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ermittelt. Diesen eher materialwissenschaftlich orientierten Untersuchungen liegt die Annahme zugrunde, dass Probekörper mit kurzen Verbundlängen in der Lage sind, die Verhältnisse am differentiellen Verbundelement abzubilden (vgl. Abschn. 2.1.4). Eine Übertragung der Versuchsergebnisse von den Probekörpern auf baupraktische Abmessungen wäre dann z.B. über die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes möglich. Diese in Versuchen ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen sind jedoch stark von probekörperspezifischen Einflüssen abhängig, so dass eine Übertragung der Gesetzmäßigkeiten auf baupraktische Verhältnisse nicht ohne weitere Überprüfung erfolgen kann [Alvarez 1998]. In neueren Untersuchungen werden anstelle von Ausziehversuchen häufig Balken-Endversuche (engl. *Beam-End Tests*) eingesetzt, die jedoch wie Ausziehversuche die grundsätzliche Problematik aufweisen, dass die Versuchsbedingungen aufgrund der kurzen Verbundlänge und der Verwendung einer verbundfreien Vorlänge stark von den in der Praxis anzutreffenden Verhältnissen abweichen.

Neben den genannten Versuchskörpern, die aufgrund der getroffenen Vereinfachungen jeweils nur einen bestimmten Aspekt des Verbundverhaltens untersuchen können, werden auch Versuche an Biegeträgern mit für die Baupraxis repräsentativen Abmessungen durchgeführt. Die Versuchsdurchführung ist aufwendig und kostenintensiv, so dass sich die meisten Versuchsreihen mit Balkenversuchen auf die Untersuchung einzelner Parameter in kleinen Versuchsreihen beschränken [Rostásy u. Rohling 1984]. Nach mehr als einem Jahrhundert der Verbundforschung kann jedoch auf eine größere Anzahl von Balkenversuchen aus vielen internationalen Studien zurückgegriffen werden. Diese werden in Datensätzen gesammelt und hinsichtlich verschiedener Parameter ausgewertet. So basiert auch der Bemessungsansatz für Übergreifungen und Verankerungen in fib Model Code 2010 bzw. in der Neufassung des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] auf einem Datensatz mit Balkenversuchen. Da jedoch die Anzahl der Randeinflüsse auf das Verbundverhalten eines Balkens wie bei realen Tragwerken sehr groß ist, ist die Auswertung der Messergebnisse und deren Interpretation schwierig. Die Streuungen innerhalb eines solchen Versuchsdatensatzes sind entsprechend groß.

Unabhängig von der verwendeten Probekörperform ist zu beachten, dass insbesondere die Art des Verbundversagens einen entscheidenden Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit und die Ermittlung der Verbundparameter hat. Das Verbundversagen kann grundsätzlich durch Abscheren der Betonkonsolen und Herausziehen des Bewehrungsstabes (Ausziehversagen) oder durch Spaltversagen (vgl. Abschn. 2.1.1) erfolgen. Die Bewertung der Einflüsse auf den Verbund ist daher immer vor dem Hintergrund der Versagensart zu beurteilen.

2.2.3 Betonstahlbewehrung

Oberflächengestalt

Der Verbund zwischen Betonstahlbewehrung und Beton hängt maßgeblich von der Oberflächengestalt des Bewehrungsstabes ab. Die Übertragung der Verbundkräfte werden einerseits von der Oberflä-

chenrauheit, bei der Verwendung von gerippter Betonstahlbewehrung jedoch hauptsächlich von der mechanischen Verzahnung und Form der Rippen bestimmt. Im angloamerikanischen Raum wurden bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts erste Untersuchungen an profilierten Bewehrungsstählen durchgeführt. ABRAMS beobachtete bei Balkenversuchen mit profilierten Rundstäben gegenüber glatten Stäben eine um 30 % höhere Verbundtragfähigkeit [Abrams 1913]. Bei Ausziehversuchen war dieser Effekt sogar noch stärker ausgeprägt. In den folgenden Jahren wurden die Untersuchungen zur Weiterentwicklung profilierter Bewehrungsstäbe u. a. von WERNISCH, MENZEL und CLARK vorangetrieben [Wernisch 1937; Menzel 1939; Clark 1946, 1949]. ROŠ führte darauf aufbauend weitere Untersuchungen zur Weiterentwicklung der schweizerischen SIA-Normen für Eisenbeton durch [Roš 1950]. Die neuen Rippengeometrien der amerikanischen Walzstähe wiesen eine bis zu 25 % höhere Verbundfestigkeit als die bis dahin verwendeten Schweizer Tor-Stähle auf und waren dreimal wirksamer als Glattstähe mit geraden Stabenden (Abb. 2.9) [Roš 1950]. Erst vergleichsweise spät fand gerippte Betonstahlbewehrung auch in Deutschland Verbreitung [Rehm et al. 1970; Rußwurm u. Schäfer 2001]. Die bis dahin übliche glatte Betonstahlbewehrung wurde mit Haken im Beton verankert. Angesichts der Stahlknappheit in den 50er Jahren empfahl u. a. RÜSCH die Verwendung von Rippenstählen, um Haken und aufwendige konstruktive Details einzusparen [Rüsch 1951]. Außerdem konnten die für höherwertige Stahlgüten zulässigen größeren Stahlspannungen mit Glattstahl nicht wie gewünscht ausgenutzt werden, da die sonst für den Gebrauchszustand zulässigen Rissbreiten überschritten würden [Rehm et al. 1970]. Durch die gleichmäßig über den Umfang verteilten Quer- und Schrägrippen wird die Stahlzugkraft kontinuierlich und nicht mehr punktuell über Haken am Stabende in den Beton eingeleitet, was zu kleineren Rissbreiten führt.

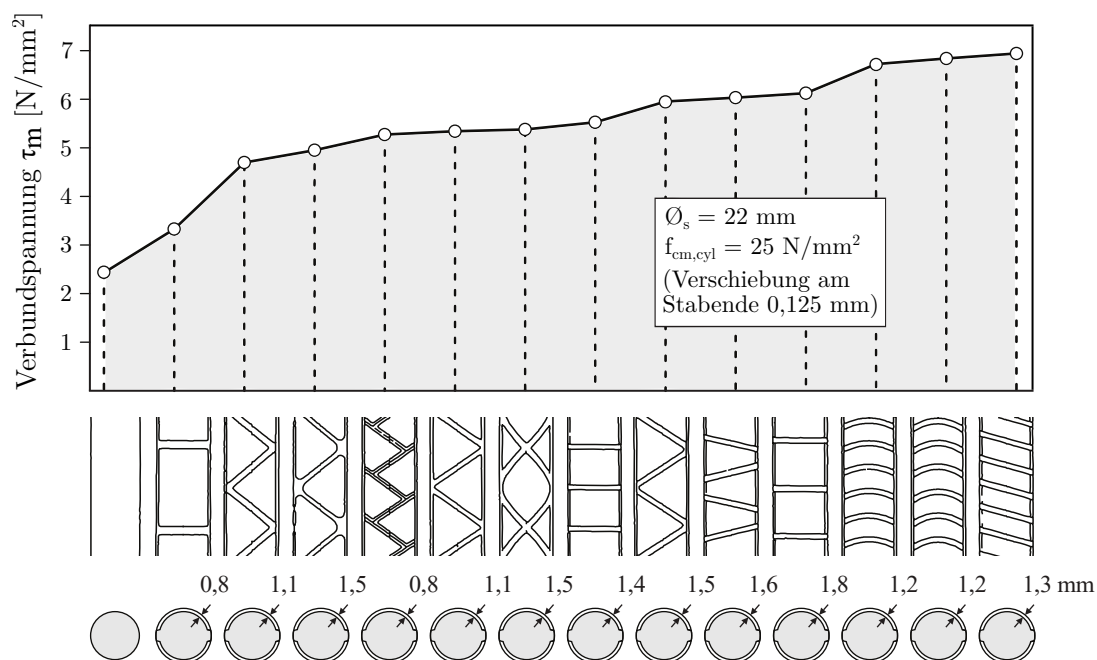


Abbildung 2.9: Oberflächenprofilierungen und deren Einfluss auf die Verbundfestigkeit aus [Roš 1950]

Die Erforschung der für den Verbund optimalen Rippenform ist bis heute Gegenstand zahlreicher Untersuchungen. Durch stetige Weiterentwicklung sind eine Vielzahl von Bewehrungsstählen mit unterschiedlichen Rippenformen und Rippengeometrien für die Bewehrung im Stahlbetonbau zugelassen und im Einsatz. Eine Übersicht der gebräuchlichen Rippengeometrien nach DIN 488 [DIN 488-1] ist in Abbildung 2.10 dargestellt.

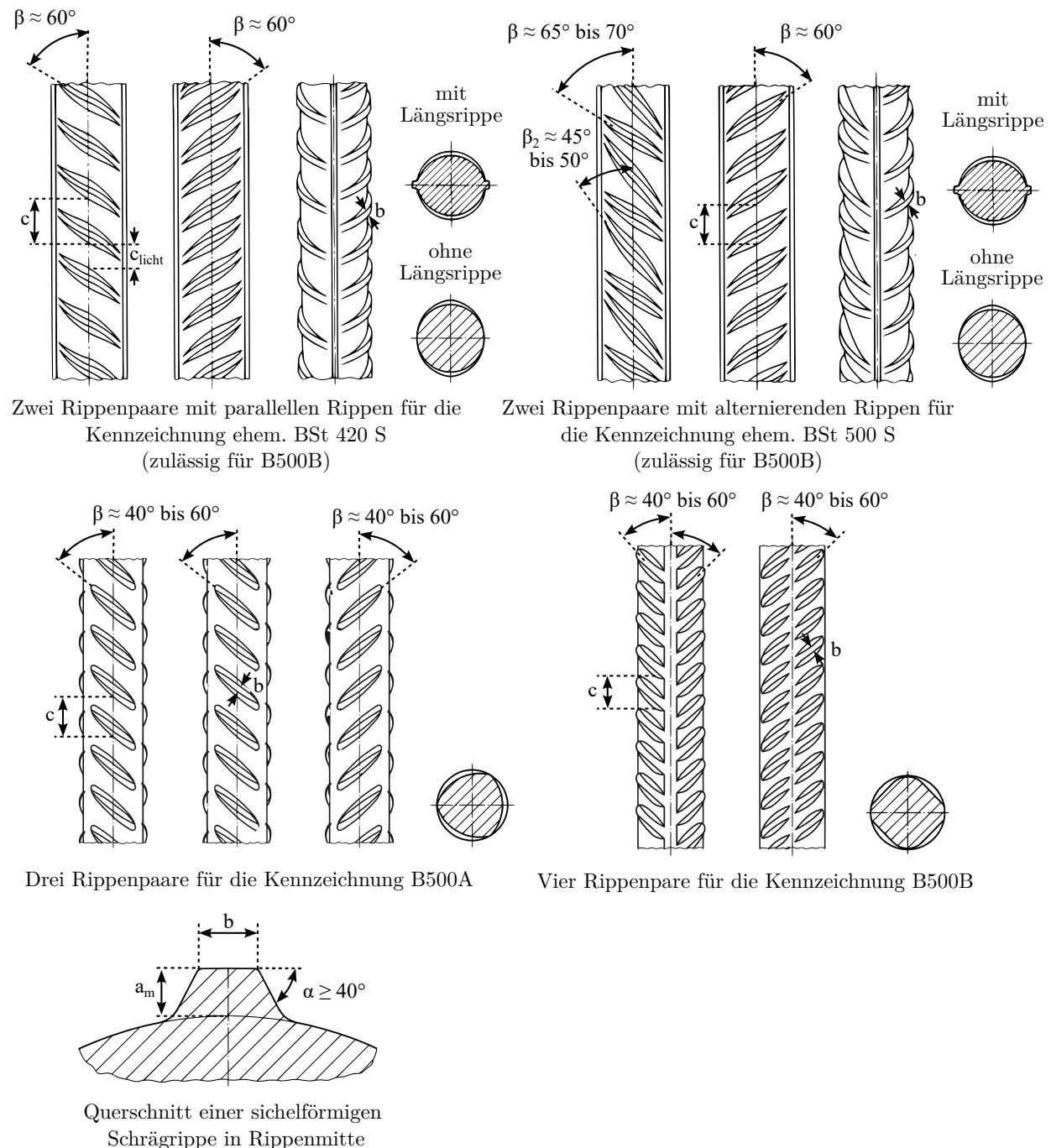


Abbildung 2.10: Typische Oberflächenprofilierungen von Rippenstäben und zugehörige Richtwerte für den Flankenneigungswinkel α sowie Rippenneigung β gegen die Längsachse nach [Rußwurm 1993] und [DIN 488-1; DIN 488-2; DIN 488-3]

An den Verbund von Rippenstählen werden unterschiedliche Anforderungen gestellt, die als Grundlage und zur Festlegung der prinzipiellen Eignung von Rippengeometrien dienen sollen: Im Gebrauchszustand von Betonbauteilen wird eine enge Rissverteilung und damit eine geringe Rissbreite angestrebt. Dabei muss die zum Reißen des Betons erforderliche Zugkraft auf möglichst kurzer Länge vom Stahl in den Beton eingeleitet werden, der Verbund entsprechend steif sein [Rehm 1979]. Auch im Bruchzustand ist die Einleitung der Stahlzugkraft auf kurzer Verbundlänge in den Beton bzw. in den übergreifenden Stab erwünscht. Diesem Bestreben sind bei üblichen Betondeckungen und Stababständen jedoch wegen der Sprengwirkung auf den Beton und der Spaltrissbildung Grenzen gesetzt. Damit eine möglichst große Kraft in den Beton eingeleitet werden kann, darf der Verbundbruch nicht bei einer zu geringen Verschiebung erfolgen [Rehm 1979]. Die Komplexität einer optimalen Rippengeometrie besteht darin, diese scheinbar widersprüchlichen Anforderungen weitestgehend zu vereinen.

Nachfolgend werden wesentliche Erkenntnisse aus der Literatur zum Einfluss der Oberflächenrauheit und der Rippengeometrie dargestellt. Eine detaillierte Zusammenstellung der Erkenntnisse aus der Literatur zu den geometrischen Parametern der Rippengeometrie wie Rippenhöhe, Rippenabstand, Rippenbreite, Flankenneigung, Rippenneigung und Rechenwert der bezogenen Rippenfläche ist in Anhang A enthalten.

Oberflächenrauheit Die Oberflächenrauheit wirkt sich sowohl auf den Haftverbund als auch auf den Scherverbund aus. Je rauer die Oberfläche, desto höher ist die statische und dynamische Haft- bzw. Verbundfestigkeit [Roš 1950]. ABRAMS erzielte in Ausziehversuchen mit korrodiertem Rundstahl eine um 13 % bis 16 % höhere Verbundfestigkeit [Abrams 1913] gegenüber üblichen Glattstahlflächen. ROŠ stellte bei Ausziehversuchen in Abhängigkeit vom Grad der Oberflächenkorrosion sogar eine Zunahme des Haftverbundes zu Beginn des Gleitens von 23 % bis 28 % und eine Zunahme der maximalen Verbundspannung von 36 % bis 45 % fest [Roš 1950]. Bei polierten Rundstäben wurden praktisch keine Verbundspannungen mehr übertragen. Bei gerippten Bewehrungsstäben, bei denen der Verbund maßgeblich durch die mechanische Verzahnung der Betonstahlrippen bestimmt wird, ist die Oberflächenrauheit von geringer Bedeutung. Aus Untersuchungen an Rippenstählen mit Ausziehversuchen schlossen MARTIN UND NOAKOWSKI auf eine lineare Zunahme der Verbundtragfähigkeit um bis zu 14 % in Abhängigkeit von der Oberflächenrauheit [Martin u. Noakowski 1981]. Dabei wurden keinerlei Unterschiede zwischen einer natürlichen Vernarbung durch Korrosion und einer künstlichen mechanischen Aufrauung festgestellt. ALMUSALLAM ET AL. stellten bei Ausziehversuchen an korrodierten gerippten Bewehrungsstäben bis zu einem Oberflächenkorrosionsgrad von 4 % der Bewehrungsstäbe eine maximale Zunahme der Verbundtragfähigkeit von bis zu 17 % fest [Almusallam et al. 1996]. Mit weiter steigendem Korrosionsgrad ($> 4\%$) wurden die Rippen zunehmend geschädigt, so dass nur noch geringere Verbundspannungen übertragen werden konnten.

Rippengeometrie Bei profilierter oder gerippter Betonstahlbewehrung wird der Verbund maßgeblich durch die mechanische Verzahnung der Betonstahlrippen bestimmt. Nach derzeitigem Kenntnis-

stand sind für eine hohe Verbundtragfähigkeit niedrige Rippen mit geringem Rippenabstand c zu bevorzugen. Der ideale Bereich für das Verhältnis des lichten Rippenabstandes c_{licht} zur Rippenhöhe a_m liegt zwischen 5 und 10 [vgl. Rehm 1961, 1969; Soretz u. Hölzenbein 1979; Darwin u. Graham 1993; Cairns u. Jones 1995a]. Um eine hohe Tragfähigkeit und geringe Verformung der Betonkonsolen zu gewährleisten, sind die Kopfbreiten b der Rippen i. d. R. auf $0,1 \varnothing_s$ zu begrenzen. Die Flankenneigung der Rippen α sollte möglichst größer als 45° sein, um eine zusätzliche Sprengwirkung von zu steilen Spannungstrajektorien auf den umhüllenden Beton zu vermeiden. Schräg zur Stabachse geneigte Rippen wirken sich tendenziell ungünstig auf den Verbund aus, sind aber für die Gewährleistung der Ermüdungsfestigkeit des Stahls unerlässlich. In Untersuchungen verschiedener Autoren war der Einfluss des Neigungswinkels β größer 40° , insbesondere bei Spaltversagen, eher gering [vgl. Rehm et al. 1970; Martin u. Noakowski 1981; Cairns u. Jones 1995a].

Um die ordnungsgemäße Funktion von Betonstahlprodukten zu gewährleisten, werden in den technischen Spezifikationen und nationalen Normen (für Deutschland DIN 488) Grenz- und Richtwerte für die geometrischen Abmessungen der Rippen des Betonstahls festgelegt. Als Maß für die Verbundqualität der Bewehrung stellt der Mindestwert der bezogenen Rippenfläche f_R das wesentliche Kriterium zur Beurteilung der Rippengeometrie dar [Lindorf 2011]. Bereits 1913 nannte ABRAMS das Verhältnis zwischen der eben auf die Stabachse projizierten Rippenfläche und dem Abstand zwischen zwei Rippen als wesentliche Einflussgröße für den Verbund. Der Wert der bezogenen Rippenfläche f_R berechnet sich als Quotient aus der Rippenaufstandsfläche (projizierte Rippenfläche) F_R und der Mantelscherfläche des Stabes F_M [vgl. Rehm 1961; Martin u. Noakowski 1981; Mayer 2001], wie in Abbildung 2.11 veranschaulicht. Für komplexe sichelförmige Rippengeometrien werden in DIN EN ISO 15630-1 vereinfachte Formeln, z. B. die Simpson'sche Formel zur Berechnung der bezogenen Rippenfläche verwendet (Gl. 2.11). Voraussetzung für die Verwendung der bezogenen Rippenfläche f_R als Verbundkriterium ist nach REHM, dass die Kopfbreite der Rippen im Verhältnis zur Stabdicke klein ist ($\leq 0,1 \varnothing_s$) [Rehm 1969] und die Rippen nicht breiter als hoch sind [Rehm 1961].

$$f_R = \frac{F_R}{F_M} = \frac{(2 \cdot a_{1/4} + a_m + 2 \cdot a_{3/4}) \cdot (\pi \cdot \varnothing_s - \Sigma e)}{6 \cdot \pi \cdot \varnothing_s \cdot c} \quad (2.11)$$

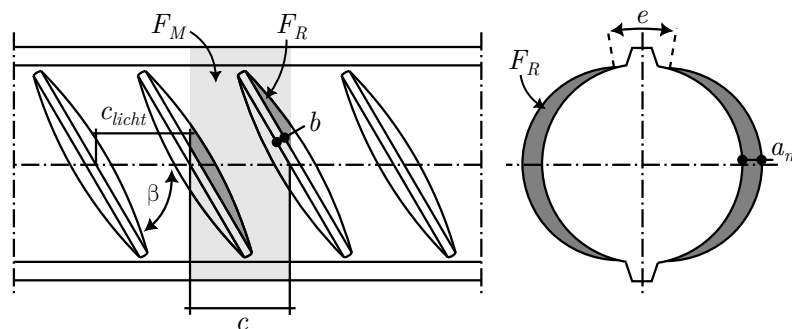


Abbildung 2.11: Bezogene Rippenfläche f_R von Betonstahl mit sichelförmigen Rippen

Die Verwendung des Rechenwertes der bezogenen Rippenfläche f_R als Kriterium zur Beurteilung der Rippengeometrie hat den Vorteil, dass sich Bewehrungsstäbe mit unterschiedlicher Oberflächenform

anschaulich miteinander vergleichen lassen. Bei uneingeschränkter Anwendung besteht jedoch die Gefahr, dass Rippen mit einer für den Verbund ungünstigen Geometrie, z. B. Rippengeometrien mit sehr geringen Rippenabständen und großen Kopfbreiten oder Rippengeometrien mit großer Spaltwirkung, bevorzugt werden [vgl. Losberg u. Olsson 1979; Soretz u. Hölzenbein 1979].

Der Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundfestigkeit ist bei Versuchen mit Spaltversagen geringer als bei Versuchen mit Ausziehversagen, bei denen der Einfluss der Rippengeometrie im Wesentlichen aus der Scherfestigkeit der Betonkonsolen zwischen den Rippen resultiert [z. B. Losberg u. Olsson 1979; Darwin u. Graham 1993]. Aus verschiedenen Untersuchungen in der Literatur [vgl. Rehm et al. 1970; Losberg u. Olsson 1979; Martin u. Noakowski 1981; Darwin u. Graham 1993; Metelli u. Plizzari 2014] lässt sich das in Abbildung 2.12 dargestellte Prinzip ableiten: Bei Spaltversagen ist der Einfluss der Rippengeometrie gering. Je stärker die Betonkonsolen zwischen den Rippen beansprucht werden, desto größer ist der Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundfestigkeit. Wird das Verbundversagen nur durch Ausziehversagen bestimmt, ist der Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundfestigkeit maximal. Eine detaillierte Darstellung der Erkenntnisse aus der Literatur zu den geometrischen Parametern der Rippengeometrie ist in Anhang A aufgeführt. Insgesamt ist jedoch festzuhalten, dass besonders beim Spaltversagen der Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundtragwirkung noch nicht abschließend geklärt ist.

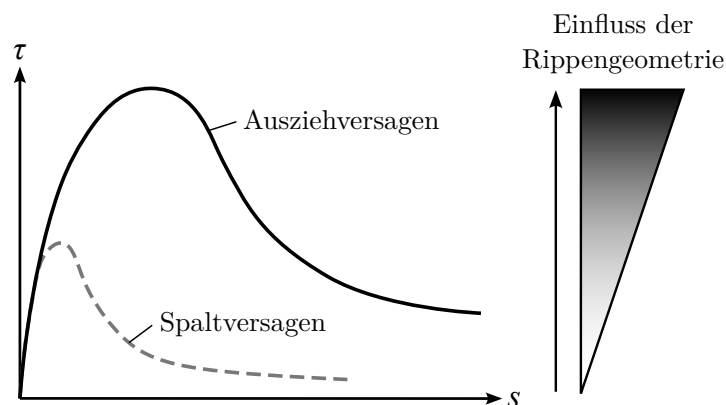


Abbildung 2.12: Einfluss der Rippengeometrie beim Spalt- und Ausziehversagen auf der Grundlage von Untersuchungen aus der Literatur

Stabdurchmesser

Die Querschnittsfläche eines Rundstabes A_s nimmt quadratisch mit dem Stabdurchmesser zu, während der Stabumfang U_s nur linear zunimmt. Das Verhältnis von Stabumfang zu Querschnittsfläche nimmt also mit steigendem Stabdurchmesser ab. Bei gleicher Stahlspannung σ_s muss bei kleinen Stabdurchmessern eine geringere mittlere Verbundspannung τ_m über die Scherfläche und die Rippen übertragen werden. Daher sind bei kleinen Nenndurchmessern 4 bis 12 mm wegen des großen Verhältnisses von Stabumfang zu Querschnittsfläche kleinere Werte für die bezogene Rippenfläche normativ zugelassen [DIN 488-2; DIN 488-3; Schoening 2018]. Bei der Beurteilung des Einflusses

des Stabdurchmessers sind auch die Verbundlänge und die Betondeckung zu berücksichtigen, da diese üblicherweise auf den Stabdurchmesser bezogen werden.

In der Literatur finden sich widersprüchliche Aussagen zum Einfluss des Stabdurchmessers. Während einige Autoren in ihren Untersuchungen keinen Einfluss feststellen konnten [z. B. Rehm et al. 1970; Lettow 2006; Steuck et al. 2008], berichten die meisten Autoren von einer Abnahme der Verbundfestigkeit mit zunehmendem Stabdurchmesser [z. B. Tepfers 1973; Eligehausen 1979; Viwathanatepa et al. 1979; Martin u. Noakowski 1981; Eligehausen et al. 1983; Bazant u. Sener 1988; Soroushian u. Choi 1989; Ichinose et al. 2004; Bamonte u. Gambarova 2007; Metelli u. Plizzari 2014]. Größere Stabdurchmesser weisen zudem eine niedrigere Verbundsteifigkeit auf [Viwathanatepa et al. 1979; Ueda et al. 1986; Schenkel 1998; Metelli u. Plizzari 2014]. Dieser Effekt resultiert aus der verhältnismäßig kleineren Aufstandsfläche der Rippen gegenüber der größeren Querschnittsfläche und Zugkraft der Stäbe, so dass die Betonverformungen mit steigendem Stabdurchmesser zunehmen [Schenkel 1998].

ICHINOSE ET AL. untersuchten den Einfluss des Stabdurchmessers an Biegeträgern mit Übergreifungsstößen und zylindrischen Ausziehversuchen mit geringer Betondeckung, unterschiedlichem Umschnürungsgrad und verschiedenen Rippengeometrien (hohe und niedrige Rippen) [Ichinose et al. 2004]. Das Verbundversagen erfolgte entweder durch Herausziehen der Stäbe oder durch Spalten der Betondeckung. Beim Spaltversagen war der Einfluss des Stabdurchmessers wesentlich größer als beim Ausziehversagen. Eine große Betondeckung oder eine umschnürende Querbewehrung führten zu einem verringerten Einfluss des Stabdurchmessers. Mit großen Rippenhöhen, die ein Spaltversagen begünstigen, wurde ebenfalls ein größerer Einfluss des Stabdurchmessers festgestellt [Ichinose et al. 2004].

METELLI UND PLIZZARI untersuchten in Ausziehversuchen mit verbundfreier Vorlänge verschiedene Stabdurchmesser und Rippengeometrien [Metelli u. Plizzari 2014]. In Abbildung 2.13 sind die Ergebnisse der Ausziehversuche mit Stabdurchmessern \varnothing_s von 12 bis 50 mm und einer bezogenen Rippenfläche f_R von 0,04 bis 0,10 dargestellt. So wurde bei größeren Stabdurchmessern eine geringere Verbundspannung τ_{max} (Abb. 2.13 (b)) und eine geringere Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (Abb. 2.13 (a)) ermittelt. Außerdem wurden bei größeren Stabdurchmessern größere Dehnungen an der Betonoberfläche gemessen, was auf eine Zunahme der Ringzugspannungen bei größeren Stabdurchmessern schließen lässt. In Abbildung 2.13 (c) sind die mit induktiven Wegaufnehmern gemessenen Verformungen bei gleicher Verbundspannung von 15 N/mm^2 aufgetragen. Obwohl in den Versuchen ein Versagen durch Herausziehen der Stäbe (Ausziehversagen) auftrat, deuten die Ergebnisse darauf hin, dass die Neigung zum Spaltversagen infolge höherer Ringzugspannungen mit zunehmendem Stabdurchmesser wächst. Weiterhin zeigt sich, dass im Gegensatz zu den Ergebnissen von ICHINOSE ET AL. die Rippengeometrie den Einfluss des Stabdurchmessers nicht wesentlich verändert.

In Tabelle 2.4 ist die Berücksichtigung des Stabdurchmessers als Einflussgröße in verschiedenen Bemessungsmodellen aus der Literatur dargestellt. Die Bemessungsgleichungen wurden meist aus Balkenversuchen mit Spaltversagen abgeleitet. Die bisher überwiegend im angloamerikanischen

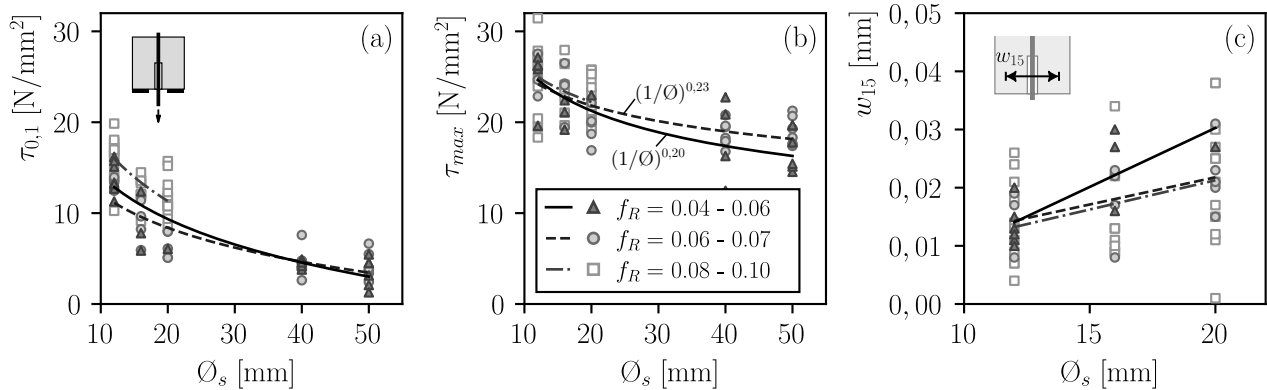


Abbildung 2.13: Einfluss des Stabdurchmessers (a) auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, (b) maximale Verbundspannung τ_{max} und (c) Verformungen an der Betonoberfläche w_{15} bei 15 N/mm² Verbundspannung ($f_c \approx 45$ N/mm², $c_d = 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 5 \varnothing_s$), Messdaten aus [Metelli u. Plizzari 2014]

Raum verwendeten Modelle vernachlässigen meist auf der sicheren Seite liegend den günstigen Einfluss kleiner Stabdurchmesser [vgl. Zuo u. Darwin 2000b; Canbay u. Frosch 2005] oder berücksichtigen diesen durch pauschale Fallunterscheidung [ACI 318-19]. Bereits Ende der 80er Jahre erkannte ELIGEHAUSEN den nichtlinearen Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundtragwirkung [Eligehausen 1979]. Auch die neue Normengeneration des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] basierend auf dem Model Code 2010 [fib Model Code 2010] verwendet eine potenzierte Abminderung der Verbundfestigkeit mit größerem Stabdurchmesser.

Tabelle 2.4: Einfluss des Stabdurchmessers in Bemessungsmodellen aus der Literatur

Bemessungsmodell	Einfluss Stabdurchmesser
DIN EN 1992-1-1 (2011)	$\tau \sim 1/\varnothing_s$ (Abminderung für $\varnothing_s > 32$ mm)
fib Model Code 2010 (2013)	$\tau \sim (1/\varnothing_s)^{0,2}$
FprEN 1992-1-1 (2023)	$\tau \sim (1/\varnothing_s)^{0,22}$
ACI 318-19 (2022)	$\tau \sim$ konstant mit Fallunterscheidung: 1,25 (für $\varnothing_s < 22$ mm); 1,0 (für $\varnothing_s \geq 22$ mm)
Eligehausen (1979)	$\tau \sim (1/\varnothing_s)^{0,5}$
Burkhardt (2000)	$\tau \sim (1/\varnothing_s)^{0,5}$
Zuo u. Darwin (2000a)	$\tau \sim 1/\varnothing_s$ (proportional)
Canbay u. Frosch (2005)	$\tau \sim 1/\varnothing_s$ (proportional)
Lettow (2006)	$\tau \sim 1/\varnothing_s$ (proportional)

Mechanische Eigenschaften

Die mechanischen Eigenschaften des Betonstahls werden durch verschiedene Kennwerte z. B. die Streckgrenze f_{sy} , die Zugfestigkeit f_{su} und den zugehörigen Dehnungswerten ε_{sy} und ε_{su} charakterisiert (Abb. 2.14). Aufgrund der nichtlinearen Verteilung der Verbundspannungen führt eine Verdoppelung der Verbundlänge zudem nicht zu einer Verdoppelung der Stahlzugkraft. Eine Skalierung der nutzbaren Stahlspannungen z. B. bei hochfesten Stählen ist daher nicht uneingeschränkt möglich. Der annähernd linear-elastisch ansteigende Bereich bis zur Streckgrenze des Stahls wird durch den Elastizitätsmodul E_s beschrieben. Nach Überschreiten der Streckgrenze tritt eine Verschiebungszunahme auf – das Fließen des Betonstahls – ohne dass gleichzeitig die Zugkraft im Stab wesentlich zunimmt. Die üblicherweise als Tragreserve gegenüber der Streckgrenze angesetzte höhere Zugfestigkeit des Stahls kann daher im Verbund nicht ausgenutzt werden [Rehm 1961].

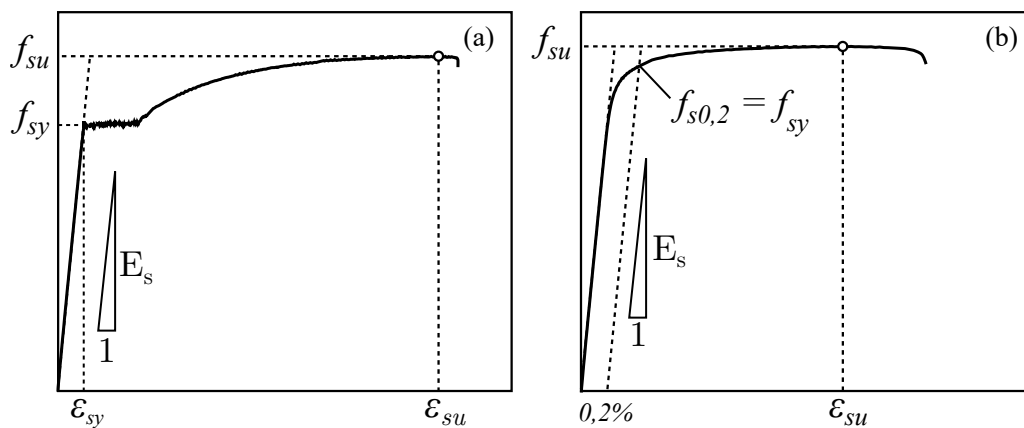


Abbildung 2.14: Spannungs-Dehnungs-Beziehung für (a) naturharte oder warmgewalzte und (b) vergütete oder kaltverformte Betonstähle

Ein hoher Elastizitätsmodul führt zu kleineren Schlupfwerten und zu einem steiferen Verbundverhalten. Darüber hinaus wirkt sich ein steifes Verbundverhalten (hoher Elastizitätsmodul) günstig auf die Rissbreiten aus. Das steifere Verbundverhalten kann anschaulich aus der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes abgelesen werden (vgl. Abschnitt 2.2). Die Änderung des Schlupfes $ds(x)$ am differentiellen Element ergibt sich aus der Differenz der Dehnungen von Stahl ε_s und Beton ε_c . Ein hoher Elastizitätsmodul führt zu geringen Änderungen der Schlupfwerte, während ein niedriger Elastizitätsmodul das gegenteilige Verhalten bewirkt.

$$\frac{ds(x)}{dx} = \frac{\sigma_s(x)}{E_s} - \frac{\sigma_c(x)}{E_c} \quad (2.12)$$

Im Allgemeinen weist Betonstahl ($E_s \approx 205\,000\text{ N/mm}^2$) unabhängig von der Stahlgüte eine sehr geringe Streuung des Elastizitätsmoduls auf, so dass diesem für das Verbundverhalten i. d. R. keine große Bedeutung beigemessen wird. Neben konventionellem Betonstahl werden jedoch auch andere Materialien zur Bewehrung von Beton verwendet, wie z. B. glas-, carbon- oder basaltfaserverstärkte Kunststoffe. Diese Werkstoffe haben einen deutlich niedrigeren Elastizitätsmodul als Stahl

($E \approx 40\,000$ bis $100\,000\text{ N/mm}^2$) [SGL 2019; Basalt Fibertec 2021; Schöck 2023]. Der veränderte Elastizitätsmodul beeinflusst das Verbundverhalten erheblich und führt zu größeren Rissbreiten und einer reduzierten Verbundfestigkeit [vgl. Schöck 2023].

Weitere Einflussgrößen

Neben den genannten Einflüssen des Betonstahls auf das Verbundverhalten, wie z.B. die Oberflächengestalt und die Rippengeometrie, der Stabdurchmesser oder die mechanischen Eigenschaften des Stahls, gibt es eine Vielzahl weiterer Einflussfaktoren des Betonstahls, die den Verbund zwischen Stahl und Beton beeinflussen können. So untersuchten z. B. MARTIN UND NOAKOWSKI den Einfluss einer Verzinkung und Beschichtung [Martin u. Noakowski 1981] auf den Verbund. ABRAMS führte bereits 1913 Untersuchungen zum Einfluss der Querschnittsform (z. B. rund, oval, rechteckig, Flachstahl) auf das Verbundverhalten durch [Abrams 1913]. Im Rahmen dieser Arbeit werden diese Formen der Betonstahlbewehrung nicht weiter behandelt.

2.2.4 Beton

Betonfestigkeit

Die Betonfestigkeit ist eine der zentralen Einflussgrößen auf den Betonstahlverbund. So stellte ABRAMS bereits zu Beginn des 20. Jahrhunderts in seinen Untersuchungen einen wesentlichen Zusammenhang zwischen Verbundfestigkeit und Betondruckfestigkeit fest [Abrams 1913]. Nach heutigem Kenntnisstand ist davon auszugehen, dass anstelle der Betondruckfestigkeit vor allem die Betonzugfestigkeit eine wichtige Einflussgröße für den Verbund zwischen Stahl und Beton darstellt [z. B. Tepfers 1973; Zhiming u. Zhiman 1992; Eligehausen et al. 1983; Mainz 1993; Lindorf 2011; Windisch 2021]. Bei der Verzahnung der Betonstahlrippen im Beton entstehen vor den Rippen große Pressungen, die infolge des mehrdimensionalen Spannungszustandes ein Mehrfaches der Betondruckfestigkeit betragen können [Rehm 1961]. Die Verschiebungen der Rippen gegen den Beton nehmen mit steigender Belastung immer weiter zu. Bei zunehmender Beanspruchung kommt es aufgrund der Verträglichkeit der unterschiedlichen Verschiebungen von Stahl und Beton frühzeitig zur Bildung von inneren Rissen, die bei geringer Betondeckung bis zur Betonoberfläche durchschlagen können [Goto 1971]. Risse im Beton treten immer dann auf, wenn die Betonzugfestigkeit überschritten wird. Allein diese Tatsache zeigt, dass die Betonzugfestigkeit für das Verbundverhalten bereits bei der Bildung der ersten inneren Risse von Bedeutung ist [Windisch 2021]. Das Verbundversagen kann entweder durch Abscheren der Betonkonsolen (Ausziehversagen) oder durch Spalten der Betondeckung (Spaltversagen) erfolgen (Abb. 2.12). Für beide Versagensarten ist die Betonzugfestigkeit als Einflussgröße von wesentlicher Bedeutung [Lindorf 2011]. ZHIMING UND ZHIMAN führten Ausziehversuche mit einer großen Anzahl verschiedener normalfester und hochfester Betone durch [Zhiming u. Zhiman 1992]. Die Untersuchungen ergaben einen annähernd linearen Zusammenhang zwischen der maximalen Verbundspannung τ_{max} und der Betonzugfestigkeit. Die Versuchsergebnisse sind in Abbildung 2.15 (a) auszugsweise dargestellt.

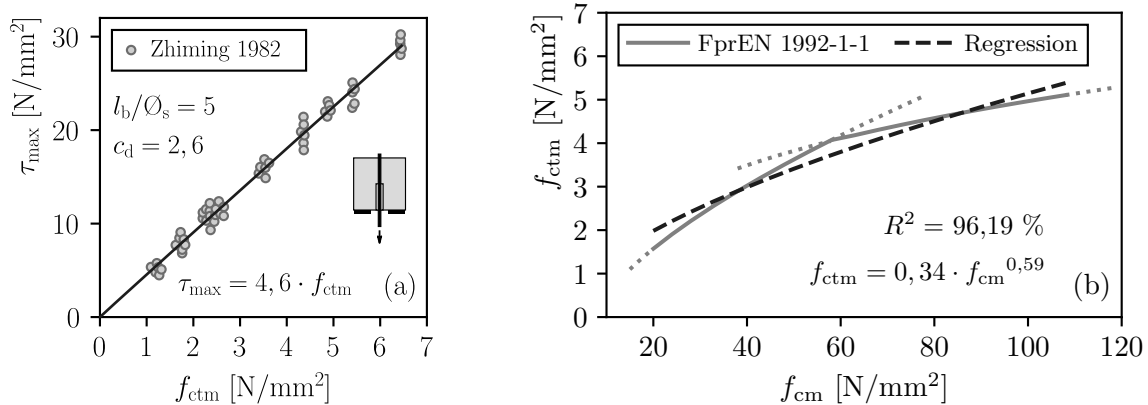


Abbildung 2.15: (a) Zusammenhang maximaler Verbundspannung τ_{max} und Betonzugfestigkeit f_{ctm} ; Messdaten aus [Zhiming u. Zhiman 1992] und (b) Verhältnis der mittleren Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{cm} und der mittleren zentrischen Betonzugfestigkeit f_{ctm} ; berechnet nach [FprEN 1992-1-1]

Das Verhältnis der Betonzugfestigkeit zur Betondruckfestigkeit ändert sich mit zunehmender Betonfestigkeitsklasse. FprEN 1992-1-1 unterscheidet eine Berechnung der Betonzugfestigkeit aus der Betondruckfestigkeit für Betone unterhalb und oberhalb der Betonfestigkeitsklasse C50/60 (siehe Gl. 2.13):

$$\begin{aligned}
 f_{ctm} &= 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (\text{für } f_{ck} \leq 50 \text{ N/mm}^2) \\
 f_{ctm} &= 1,1 \cdot f_{ck}^{1/3} \quad (\text{für } f_{ck} > 50 \text{ N/mm}^2), \quad \text{wobei } f_{ck} = f_{cm} - 8 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}
 \tag{2.13}$$

Die Beschreibung durch Fallunterscheidung hat zur Folge, dass die Steigung der Betonzugfestigkeit bei der Betonfestigkeitsklasse C50/60 einen „Knick“ aufweist. Näherungsweise kann die Betonzugfestigkeit im Bereich $f_{cm} = 20$ bis 108 N/mm^2 ohne allzu große Abweichung als Potenzfunktion in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit angegeben werden (Abb. 2.15 (b)). Da die Betonzugfestigkeit und die Betondruckfestigkeit bereichsweise gut korrelieren, wird die Verbundspannung in der Literatur meist als eine von der Betonfestigkeit abhängige Größe $\tau \sim f_c^k$ beschrieben. Diese Beschreibung ist zwar komfortabel, da die Betondruckfestigkeit bereits aus der Betonfestigkeitsklasse hervorgeht. Sie suggeriert jedoch, dass die Betondruckfestigkeit und nicht die Betonzugfestigkeit den entscheidenden Einfluss auf den Verbund hat.

Tabelle 2.5 zeigt die Berücksichtigung der Betonfestigkeit in verschiedenen Bemessungsmodellen aus der Literatur zur Ermittlung der Verbundfestigkeit. Die Bemessungsgleichungen wurden meist aus Balkenversuchen mit Spaltversagen abgeleitet. Der Zusammenhang von Verbundfestigkeit und Betonzugfestigkeit wird zwischen $f_c^{0,25}$ [z. B. Burkhardt 2000; Zuo u. Darwin 2000b; fib Model Code 2010] und $f_c^{0,66}$ [z. B. DIN EN 1992-1-1] beschrieben.

Tabelle 2.5: Einfluss der Betonfestigkeit in Bemessungsmodellen aus der Literatur

Bemessungsmodell	Einfluss Betonfestigkeit
DIN EN 1992-1-1 (2011)	$\tau \sim f_{ct}$ (mit $f_{ct} \sim f_c^{0,66}$)
fib Model Code 2010 (2013)	$\tau \sim f_c^{0,25}$
FprEN 1992-1-1 (2023)	$\tau \sim f_c^{0,33}$
ACI 318-19 (2022)	$\tau \sim f_c^{0,5}$
Eligehausen (1979)	$\tau \sim f_c^{0,5}$
Burkhardt (2000)	$\tau \sim f_c^{0,25}$
Zuo u. Darwin (2000a)	$\tau \sim f_c^{0,25}$
Canbay u. Frosch (2005)	$\tau \sim f_c^{0,5}$
Lettow (2006)	$\tau \sim f_c^{0,4}$

Betonalter

Die Betondruckfestigkeit f_c und die Betonzugfestigkeit f_{ct} zeigen eine unterschiedliche zeitliche Festigkeitsentwicklung. Diese wird durch die stoffliche Zusammensetzung und die verwendete Zementart beeinflusst. Abbildung 2.16 zeigt beispielhaft den Erhärtungsverlauf eines Betons C30/37 in den ersten 28 Tagen aus eigenen Untersuchungen. Die Entwicklung der Betonzugfestigkeit verläuft deutlich schneller als die der Betondruckfestigkeit und erreicht bereits nach wenigen Tagen annähernd den Wert der 28-Tage-Festigkeit. So ändert sich mit zunehmender Festigkeitsentwicklung das Verhältnis von Betonzugfestigkeit zu Betondruckfestigkeit f_{ct}/f_c und ist insbesondere bei jungem Beton deutlich erhöht.

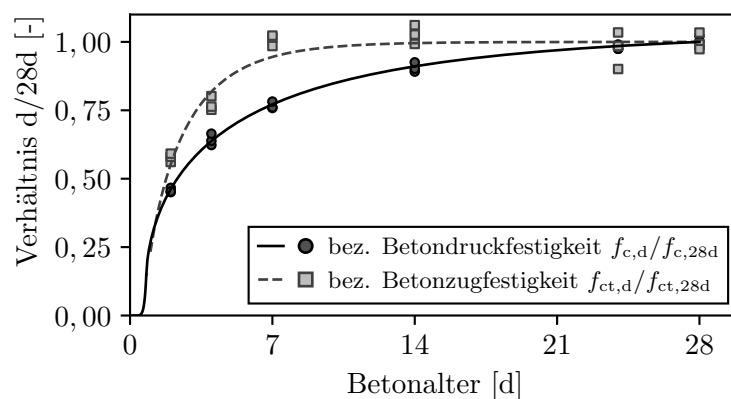


Abbildung 2.16: Entwicklung der Betondruckfestigkeit f_c und Betonzugfestigkeit f_{ct} eines Betons C30/37 mit Zement CEM I 32,5 R in den ersten 28 Tagen

Verschiedene Autoren untersuchten den Einfluss des Betonalters auf den Verbund zwischen Stahl und Beton [z.B. Rehm et al. 1970; Martin 1984; Chapman u. Shah 1987; van der Veen 1990;

Li et al. 2023]. Bei den Untersuchungen wurde bei einem geringen Betonalter eine viel größere Verbundspannung bezogen auf die Betondruckfestigkeit τ/f_c im Vergleich zum Beton nach 28 Tagen festgestellt. MARTIN oder LI ET AL. begründen dies damit, dass sich die Zugfestigkeit des Betons schneller entwickelt als die Betondruckfestigkeit, so dass ein junger Beton eine höhere bezogene Zugfestigkeit aufweist als ein älterer Beton [Martin 1984; Li et al. 2023]. Es wird davon ausgegangen, dass der Effekt bei schnell erhärtenden Betonen weniger ausgeprägt ist als bei langsam erhärtenden Betonen, da sich die Festigkeitsentwicklung der Betondruckfestigkeit und der Betonzugfestigkeit schneller der 28-Tage-Festigkeit annähert.

LI ET AL. führten zentrische Ausziehversuche mit verbundfreier Vorlänge bei unterschiedlichem Betonalter durch. Einige Versuchsergebnisse sind in Abbildung 2.17 dargestellt. Mit zunehmendem Alter des Betons wurde in den Versuchen eine starke Zunahme der Verbundfestigkeit, insbesondere innerhalb der ersten Woche, beobachtet (Abb. 2.17 (a)). Ebenso nahm der Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 mit zunehmendem Betonalter ab, so dass das Verbundverhalten steifer wurde (Abb. 2.17 (b)). Bezieht man die Verbundfestigkeit auf die Betondruckfestigkeit τ_{\max}/f_c , so ergibt sich bei jungem Beton eine überproportional hohe bezogene Verbundfestigkeit (Abb. 2.17 (c)). Die Verbundfestigkeit ist unabhängig vom Betonalter, wenn man die Verbundspannung auf die Betonfestigkeit τ_{\max}/f_{ct} bezieht (Abb. 2.17 (d)). Die Ergebnisse stützen die These, dass die Verbundfestigkeit im Wesentlichen von der Betonzugfestigkeit und nicht von der Betondruckfestigkeit abhängig ist.

Betonzusammensetzung

Neben der Betonfestigkeit wird ein Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Verbundwirkung zwischen Stahl und Beton vermutet. Aufgrund der Vielfalt und Komplexität moderner Betone sind nicht alle Einflüsse der Betonzusammensetzung auf die Verbundwirkung abschließend geklärt. REHM ET AL. führten eine Reihe von Ausziehversuchen ohne verbundfreie Vorlänge mit Betonen gleicher Festigkeit und drei verschiedenen Sieblinien (feinkörnig, gleichmäßig abgestuft, grobkörnig) durch [Rehm et al. 1970]. Bei allen Versuchen trat Spaltversagen auf. Der Einfluss der Sieblinie war nahezu vernachlässigbar. Es zeigte sich lediglich eine Tendenz zu geringeren Verbundfestigkeiten bei sehr feinen Sieblinien. Darauf aufbauend führten MARTIN UND NOAKOWSKI und JIRSA ET AL. weitere Untersuchungen an Betonen mit unterschiedlichen Sieblinien und Konsistenzen durch [Martin u. Noakowski 1981; Martin 1984; Jirsa et al. 1982]. MARTIN UND NOAKOWSKI verwendeten Ausziehkörper mit verbundfreier Vorlänge, so dass im Gegensatz zu den Untersuchungen von REHM ET AL. das Verbundversagen durch Abscheren der Betonkonsolen und Herausziehen der Stäbe (Ausziehversagen) erfolgte. Die Untersuchungen wurden hauptsächlich an Betonen mit niedriger Betondruckfestigkeit von $f_{c,cube} = 15$ bis 25 N/mm^2 durchgeführt. Bei den Ausziehversuchen an Betonen mit grobkörniger Sieblinie wurden höhere auf die Betonfestigkeit bezogene Verbundspannungen ermittelt als bei Betonen mit feinkörniger Sieblinie. Darüber hinaus wirkte sich eine steife Konsistenz ebenfalls günstig auf die Verbundfestigkeit aus. Die Autoren begründen den Einfluss der Sieblinie und der Konsistenz auf das Verbundverhalten damit, dass sich im Bereich der Rippenkonsolen bei steifer Konsistenz bzw. feinkornarmer Sieblinie örtlich ein

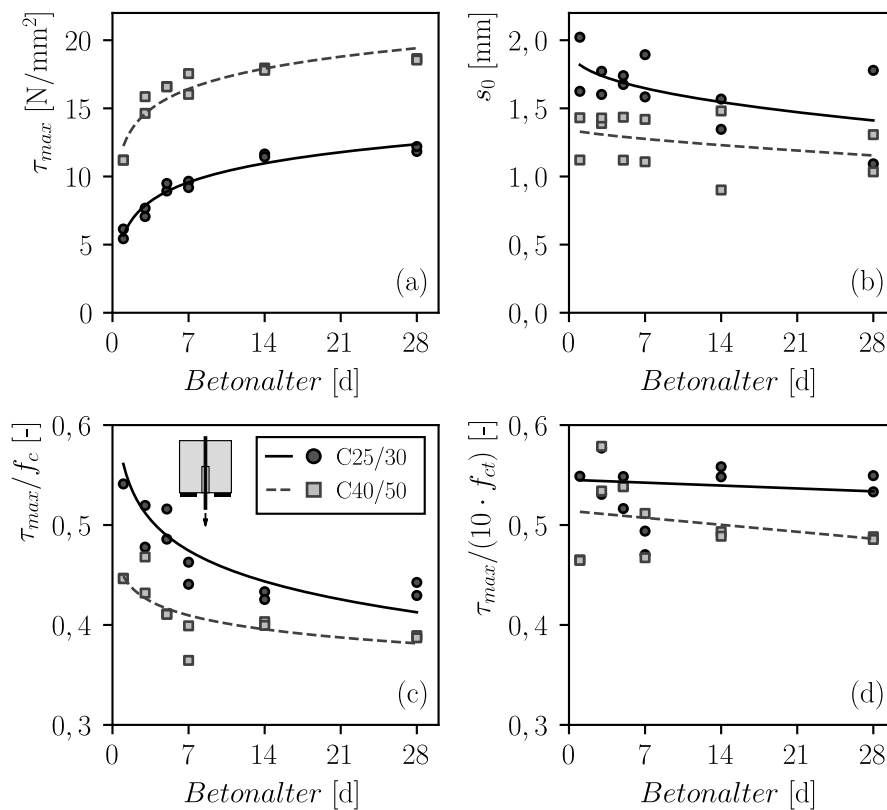


Abbildung 2.17: Zeitlicher Verlauf (a) der maximalen Verbundspannung τ_{max} , (b) des Schlupfs am unbelasteten Stabende s_0 , (c) der maximalen Verbundspannung bezogen auf die Betondruckfestigkeit τ_{max}/f_c und (d) der maximalen Verbundspannung bezogen auf die Betonzugfestigkeit $\tau_{max}/(10 \cdot f_c)$ in zentrischen Ausziehversuchen (Beton C25/30 bzw. C40/50, $\varnothing_s = 16$ mm, $l_b = 5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Li et al. 2023]

geschlosseneres Betongefüge ausbildet, das geringere Sedimentationserscheinungen und einen höheren Betonwiderstand aufweist [Martin 1984]. Bei feinkörnigen Mischungen lagern sich Feinanteile und Anmachwasser an der Kontaktfläche der Bewehrungsstäbe an, was zu einer geringeren Betonfestigkeit zwischen den Betonstahlrippen führt [Martin u. Noakowski 1981]. WALACH untersuchte Betone mit unterschiedlichen Gesteinskörnungsgruppen (2/8 mm, 8/26 mm und 16/32 mm) in normalfesten und hochfesten Betonen [Walach 2019]. Bei den Untersuchungen wurden ebenfalls Ausziehkörper mit verbundfreier Vorlänge verwendet. Bei den Ausziehversuchen mit normalfestem Beton wurde eine geringere Verbundfestigkeit bei Mischungen mit großen Gesteinskörnungsgruppen festgestellt. WALACH führt dies darauf zurück, dass sich kleinere Gesteinskörnungen zwischen die Betonstahlrippen setzen und zur Erhöhung des Schubverbundes beitragen. Bei hochfestem Beton hatte die Gesteinskörnung keinen Einfluss auf das Verbundverhalten. BURKERT ET AL. untersuchten die Verbundfestigkeit von CEM I-, CEM II- und CEM III-Zementen [Burkert et al. 2009]. Bei gleicher Betonfestigkeit war der Einfluss der Zementart auf die Verbundfestigkeit und -steifigkeit vernachlässigbar.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass der Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten im Wesentlichen aus Effekten mangelnder Sedimentationsstabilität resultiert. Bei

ausreichender Sedimentationsstabilität des Betons und üblichen Sieblinien ist der Einfluss der Betonzusammensetzung auf den Verbund vernachlässigbar. Hinsichtlich der Betonzusammensetzung sind neben den üblichen Anforderungen an Konsistenz, Rheologie, Sedimentationsstabilität, Verdichtbarkeit, Verarbeitbarkeit und Einbaufähigkeit sowie allgemein an eine geeignete Betonqualität, Dauerhaftigkeit und Einhaltung der Expositionsklassen keine besonderen Maßnahmen zu treffen.

Weitere Einflussgrößen

In der Literatur werden zahlreiche weitere Einflüsse des Betons auf die Verbundtragfähigkeit genannt [z. B. Mainz 1993; Rußwurm 1993; Lindorf 2011]. Vor allem die Qualität des Frischbetons und die Bildung von Fehlstellen und Luftporen durch mangelnde oder falsche Verdichtung, Setzen oder Bluten des Betons haben einen entscheidenden Einfluss auf die Verbundqualität. MENZEL und ALTOWAIJI ET AL. stellten fest, dass eine Nachverdichtung des Betons zum richtigen Zeitpunkt zu einer besseren Einbettung der Betonstahlbewehrung und damit zu einer Verbesserung der Verbundtragfähigkeit führt [Menzel 1939; Altowaiji et al. 1986]. HAYAKAWA UND ITOH untersuchten optimierte Mischverfahren, die die Stabilität und die Neigung des Frischbetons zum Bluten deutlich verbesserten und die Verbundfestigkeit des Betons erhöhten [Hayakawa u. Itoh 1982]. Zusammenfassend ist festzustellen, dass auch hier bei normaler Betonzusammensetzung und Sedimentationsstabilität des Betons keine ungünstigen Auswirkungen auf das Verbundverhalten zu erwarten sind.

Neben der Betonfestigkeit wird in der Literatur auch der Elastizitätsmodul des Betons als Einflussgröße genannt [z. B. Lindorf 2011]. Der Schlupf zwischen Bewehrungsstab und Beton wird jedoch hauptsächlich durch die Dehnung des Stahls und die Rissbreite der inneren Risse bestimmt [Goto 1971], so dass davon ausgegangen wird, dass der E-Modul des Betons für den Verbund nur von untergeordneter Bedeutung ist. In vielen Verbundmodellen zur Beschreibung von Spaltrissen im Beton wird zudem die Bruchenergie G_f verwendet [z. B. van der Veen 1990; Noghabai 1995, 1998] und ist daher ebenfalls als ggf. relevante Einflussgröße zu nennen. Die Bruchenergie beschreibt in der Bruchmechanik den Widerstand gegen den instabilen Rissfortschritt nach Überschreiten der Zugfestigkeit des Betons [vgl. Hillerborg et al. 1976; Wolinski et al. 1987; Trunk 1999; Østergaard 2003]. Auf diese Einflussfaktoren wird im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter eingegangen.

2.2.5 Umschnürung und bauliche Durchbildung

Betondeckung

Von den Betonstahlrippen werden die Druckspannungen kegelförmig in den umgebenden Beton eingeleitet (vgl. Abschnitt 2.1.1). Dadurch entstehen Ringzugspannungen, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit zur Bildung von Rissen (sog. Längs- oder Spaltrisse) entlang der Stabachse führen [Tepfers 1973]. Bei geringer Betondeckung wachsen die Risse vom Stab bis zur Betonoberfläche. Die Folge ist ein sprödes Verbundversagen durch Aufspalten der Betondeckung (Spaltversagen). Bei eng aneinander liegenden Stäben kann anstelle der Betondeckung der Stababstand zwischen den Stäben maßgebend sein, so dass ein Spaltriss zwischen den einzelnen Stäben zum Verbundversagen

führt. Als Nennwert der Betondeckung c_d wird deshalb das Minimum aus horizontaler und vertikaler Betondeckung c_x bzw. c_y sowie halbem Stababstand c_s angenommen (Abb. 2.18 und Gl. 2.14).

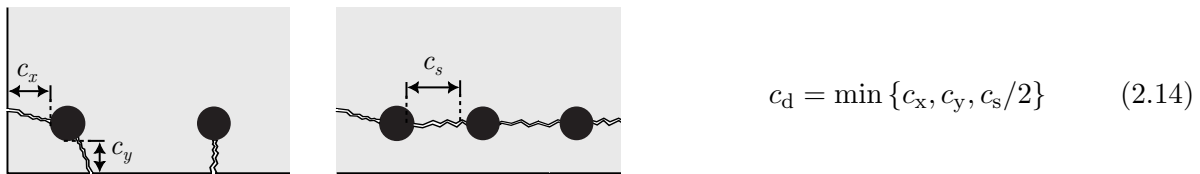


Abbildung 2.18: Nennwert der Betondeckung c_d

Bei großer Betondeckung ist die umschnürende Wirkung des Betons so groß, dass kein Spaltversagen auftritt und das Verbundversagen durch Abscheren der Betonkonsolen zwischen den Betonstahlrippen und Herausziehen der Stäbe (Ausziehversagen) erfolgt. In der Literatur werden sehr unterschiedliche Angaben gemacht, ab welcher Betondeckung ein Ausziehversagen maßgebend wird: Die Angaben hierfür variieren in der Literatur zwischen einer auf den Stabdurchmesser bezogenen Betondeckung von 2 bis $5 \varnothing_s$. ABRISHAMI UND MITCHELL führten zentrische Dehnkörperversuche durch. Als Wert, bei dem keine Spaltrisse mehr auftraten, ermittelten sie eine bezogene Betondeckung von 2,5 bis $3,5 \varnothing_s$ [Abrishami u. Mitchell 1996]. Auf der Grundlage theoretischer Überlegungen und von Versuchen aus der Literatur stellte VANDEWALLE ebenfalls einen Stabauszug für Werte größer $2,5$ bis $3,5 \varnothing_s$ fest [Vandewalle 1992]. Ausgehend von Spleißversuchen mit einer Verbundlänge von $l_b = 10$ bis $15 \varnothing_s$ ermittelten WALKER ET AL. eine kritische Betondeckung von $3 \varnothing_s$, bis zu der ein Spaltversagen erfolgte [Walker et al. 1997, 1999]. ZHIMING UND ZHIMAN sowie NAGATOMO UND KAKU untersuchten Ausziehkörper mit verbundfreier Vorlänge und fanden einen Stabauszug für Betondeckungen größer $4,5 \varnothing_s$ [Zhiming u. Zhiman 1992; Nagatomo u. Kaku 1992]. Im Gegensatz dazu waren bei Ausziehversuchen von REHM ET AL. ohne verbundfreie Vorlänge mit Betondeckungen bis $6,5 \varnothing_s$ immer noch ein Spaltversagen bestimmend [Rehm et al. 1970]. Model Code 2010 rechnet ab Betondeckungen größer $5 \varnothing_s$ mit einem Ausziehversagen [fib Model Code 2010]. In Abbildung 2.19 sind die Ergebnisse der Studien von NAGATOMO UND KAKU, ZHIMING UND ZHIMAN sowie WALKER ET AL. dargestellt [Nagatomo u. Kaku 1992; Zhiming u. Zhiman 1992; Walker et al. 1997].

Der Grund für die unterschiedlichen Beobachtungen, ab welcher Betondeckung mit einem Ausziehversagen zu rechnen ist, liegt vermutlich darin, dass das Ausziehversagen auch durch eine Reihe anderer Parameter begünstigt wird, wie z. B. die Anordnung einer verbundfreien Vorlänge, das Vorhandensein von günstigem Querdruck oder einer Querbewehrung, die Verbundlänge oder die Probekörperform. Aus Untersuchungen an Balkenversuchen mit praxisüblichen Abmessungen sind keine Versuche bekannt, bei denen ein reines Ausziehversagen auftrat. Es ist davon auszugehen, dass auch bei größeren Betondeckungen in der Praxis mit Spaltversagen zu rechnen ist. Für die Bemessung ist daher immer von dem für das Verbundverhalten ungünstigen Spaltversagen auszugehen [fib Bulletin 72].

Tabelle 2.6 zeigt die Formulierung des Einflusses der Betondeckung in verschiedenen Bemessungsmodellen aus der Literatur zur Ermittlung der Verbundfestigkeit. Die Bemessungsgleichungen

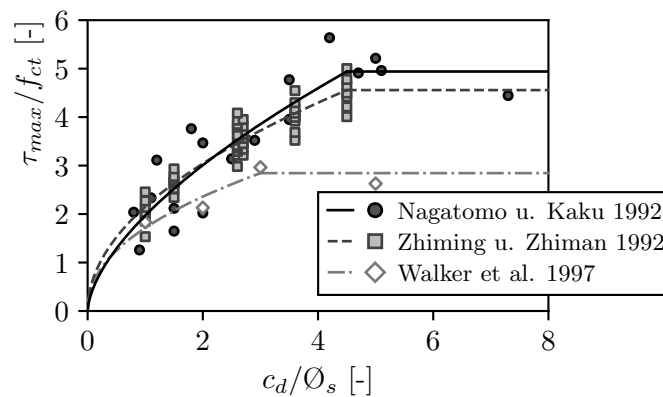


Abbildung 2.19: Einfluss der Betondeckung auf die maximale Verbundspannung τ_{max} ; Messdaten aus [Nagatomo u. Kaku 1992; Zhiming u. Zhiman 1992; Walker et al. 1997]

wurden meist aus Balkenversuchen abgeleitet. In den Modellen und Bemessungsgleichungen wird der günstige Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit entweder proportional oder degressiv beschrieben. Im Grunddokument von DIN EN 1992-1-1 wird der Wert α_2 auf 0,7 begrenzt, so dass keine Betondeckungen größer als $3\varnothing_s$ berücksichtigt werden [DIN EN 1992-1-1]. Das nationale Anwendungsdokument Deutschlands schließt sogar die Berücksichtigung der Betondeckung als günstigen Einflussparameter auf die Verbundtragwirkung auf der sicheren Seite vollständig aus [DIN EN 1992-1-1/NAD]. Fib Model Code 2010 bzw. FprEN 1992-1-1 berücksichtigen Betondeckungen ebenfalls nur bis zu einem Wert von $c_d = 3,75\varnothing_s$ [fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1].

Tabelle 2.6: Einfluss der Betondeckung in Bemessungsmodellen aus der Literatur

Bemessungsmodell	Einfluss Betondeckung
DIN EN 1992-1-1 (2011)	$\tau \sim 1/(1,15 - 0,15 \cdot c_d/\varnothing_s)$ (proportional)
fib Model Code 2010 (2013)	$\tau \sim (c_d/\varnothing_s)^{0,25}$
FprEN 1992-1-1 (2023)	$\tau \sim (c_d/\varnothing_s)^{0,33}$
ACI 318-19 (2022)	$\tau \sim c_d/\varnothing_s$ (proportional)
Eligehausen (1979)	$\tau \sim (c_d/\varnothing_s)^{0,5}$
Burkhardt (2000)	$\tau \sim (c_d/\varnothing_s)^{0,2}$
Zuo u. Darwin (2000a)	$\tau \sim c_d/\varnothing_s$ (proportional)
Canbay u. Frosch (2005)	$\tau \sim c_d/\varnothing_s$ (proportional)
Lettow (2006)	$\tau \sim (c_d/\varnothing_s)^{0,5}$

Querbewehrung

In Betonbauteilen ist neben der Hauptzugbewehrung i. d. R. eine Querbewehrung in Form von Bügeln oder geraden Querstäben vorhanden. Über die Betonstahlrippen werden die Spannungen

kegelförmig in den Beton eingeleitet, wodurch Ringzugspannungen um die Hauptbewehrung entstehen. Eine wirksame Querbewehrung kann zur Lastabtragung dieser Ringzugspannungen beitragen. Die Querbewehrung bzw. die Bügel stellen hingegen auch eine lokale Störstelle für den Zugspannungsverlauf im Betongefüge dar. So ist bekannt, dass in einem Bauteilquerschnitt bei sonst gleicher Wahrscheinlichkeit für die Lage der Erstrisse diese häufig im Bereich der Querbewehrung auftreten [Kreller 1989; Burkhardt 2000; Scheibe et al. 2014]. In Dehnkörperversuchen und Balkenversuchen von BURKHARDT und SCHEIBE ET AL. stellten sich Trennrisse meist auf Höhe der Querbewehrung ein [Burkhardt 2000; Scheibe et al. 2014].

In vielen Modellen wird der Querbewehrungsgrad ρ_t als das Verhältnis der Querschnittsfläche der Quer- oder Umschnürungsbewehrung zum Längsdurchmesser der zu verankernden oder übergreifenden Stäbe (Gl. 2.15) definiert [z. B. Kaku et al. 1988, 1989, 1992; Maeda et al. 1995; Plizzari et al. 1998; fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1]. Dabei ist n_t die Anzahl der Bügelschenkel die eine potenzielle Rissebene kreuzen, \varnothing_t der Durchmesser der Querbewehrung, n_b die Anzahl der verankerten oder übergreifenden Stäbe der Hauptbewehrung, \varnothing_s der Stabdurchmesser der Hauptbewehrung und s_t der Bügel- bzw. Stababstand der Querbewehrung:

$$\rho_t = \frac{n_t \cdot \pi \cdot \varnothing_t^2}{4 \cdot n_b \cdot \varnothing_s \cdot s_t} \quad (2.15)$$

In der Literatur finden sich unterschiedliche Aussagen zum Einfluss der Querbewehrung auf das Verbundverhalten der Hauptbewehrung. Dieser variiert je nach Beanspruchungsart und hängt auch von der Form des Probekörpers ab. Viele Autoren untersuchten den Einfluss von spiralförmiger oder bügelförmiger Querbewehrung auf den Verbund in Ausziehkörpern mit kurzer Verbundlänge [z. B. Martin u. Noakowski 1981; Eligehausen et al. 1983, 1989; Zhiming u. Zhiman 1992; Scheibe et al. 2014]. Im Allgemeinen wurde bei Ausziehversuchen ein sehr großer Einfluss der Querbewehrung auf die Verbundtragwirkung festgestellt. ZHIMING UND ZHIMAN beobachteten jedoch, dass bei großer Betondeckung die Verbundfestigkeit durch Querbewehrung nicht mehr im gleichen Maße gesteigert werden konnte wie bei geringer Betondeckung. DARWIN UND GRAHAM kamen aufgrund von Untersuchungen an Balkenendkörpern zum gleichen Ergebnis [Darwin u. Graham 1993].

KAKU ET AL. und MAEDA ET AL. untersuchten den Einfluss der Querbewehrung (geschlossene Bügel) auf die Verankerung von profilierten Stäben in Kragträgern [Kaku et al. 1988, 1989; Maeda et al. 1995]. In den Untersuchungen wurde ein nahezu identischer Versuchsaufbau verwendet, so dass sich die Untersuchungen gut miteinander vergleichen lassen. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.20 dargestellt. In den Versuchen wurde mit höherem Querbewehrungsgrad ρ_t auch eine Zunahme der Verbundfestigkeit beobachtet. Der Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die bezogene Verbundspannung τ_{\max}/f_{ct} war nahezu linear. Mit ähnlicher Versuchskonfiguration (Betonfestigkeit, Stabdurchmesser, Betondeckung, etc.) führten PLIZZARI ET AL. Ausziehversuche mit langen Verbundlängen durch. Die verbundfreie Vorlänge wurde in den Versuchen sehr klein ausgeführt ($1,25 \varnothing_s$), sodass deren Einfluss begrenzt war. In den Ausziehversuchen und Balkenversuchen ohne Querbewehrung wurde eine nahezu identische bezogene Verbundfestigkeit τ_{\max}/f_{ct} ermittelt (Abb. 2.20). Bei den Ausziehversuchen konnte jedoch

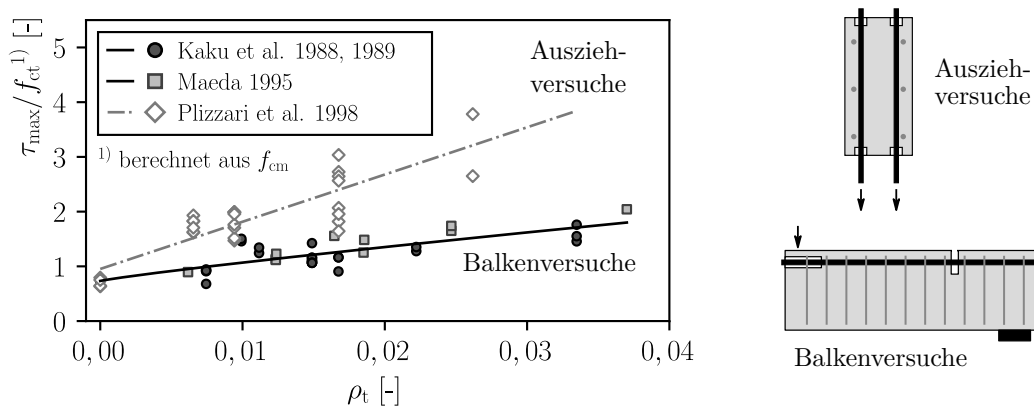


Abbildung 2.20: Einfluss der Querbewehrung auf die maximale Verbundspannung τ_{max} ($f_{cm} = 18$ bis 37 N/mm^2 , $\varnothing_s = 19$ bis 20 mm , $c_d \approx 1 \varnothing_s$, $l_b \approx 15$ bis $25 \varnothing_s$); Messdaten aus [Kaku et al. 1988, 1989; Maeda et al. 1995; Plizzari et al. 1998]

mit zunehmendem Querbewehrungsgrad eine deutlich stärkere Zunahme der Verbundfestigkeit beobachtet werden. Die Ergebnisse deuten darauf hin, dass die Wirkung der Querbewehrung bei Ausziehversuchen in der Regel wesentlich größer ist und daher für die allgemeine Anwendung überschätzt wird.

Ein wesentlicher Faktor für die Wirksamkeit ist neben der Menge der angeordneten Querbewehrung deren Lage zur Hauptbewehrung, mit dem Ziel, dass auftretende Risse von der Querbewehrung überbrückt werden. Während bei Balken eine bündelförmige Querbewehrung den Eckstab beidseitig umschließt, werden die Mittelstäbe oder die Bewehrung bei flächigen Bauteilen wie Decken oder Wänden nur einseitig umschlossen. ELIGEHAUSEN ET AL. untersuchten das Tragverhalten von Übergreifungsstößen mit bündelförmiger und gerader Querbewehrung [Eligehausen 1979]. Dabei unterscheiden die Autoren zwischen dem Verbundbruch infolge Längsrissen an der Hauptbewehrung und Bruchrissen zwischen den Hauptbewehrungsstäben, die zum Abplatzen der Betonüberdeckung führen (Abb. 2.21 links). Zudem sind auch Mischformen beider Versagensarten möglich. Bei engen Stababständen besteht besonders die Gefahr, dass sich Risse zwischen den Stäben der Hauptbewehrung ausbreiten. Darüber hinaus kann bei unzureichender Umschnürung die Betondeckung durch das Abklappen der Bewehrung in Bereichen mit hohem Biegemoment regelrecht abgesprengt werden (Abb. 2.21 rechts) [Tepfers 1973; Rehm u. Eligehausen 1977; Eligehausen 1979]. Eine Querbewehrung mit geschlossenen Bügeln verhindert ein solches vorzeitiges Versagen durch Abplatzen der Betondeckung. Eine gerade außen liegende Querbewehrung ist hier wirkungslos [vgl. Tepfers 1973; Stöckl et al. 1977; Eligehausen 1979]. Mit einer Querbewehrung auf der dem Bauteilinneren zugewandten Seite ist ebenfalls keine Zunahme der Verbundtragfähigkeit zu erwarten. Bei platten- oder scheibenförmigen Bauteilen mit mehraxialem Lastabtrag ist für die äußere Bewehrungslage demnach keine wirksame Querbewehrung vorhanden.

Je nachdem, ob ein Längsbewehrungsstab in der Bügelecke oder in der Bügelmitte angeordnet ist, ist die Umschnürung des Bügels unterschiedlich wirksam. KAUKU ET AL. führten Untersuchungen an Balkenendverankerungen durch, bei denen die Autoren eine unterschiedliche Ausbildung der

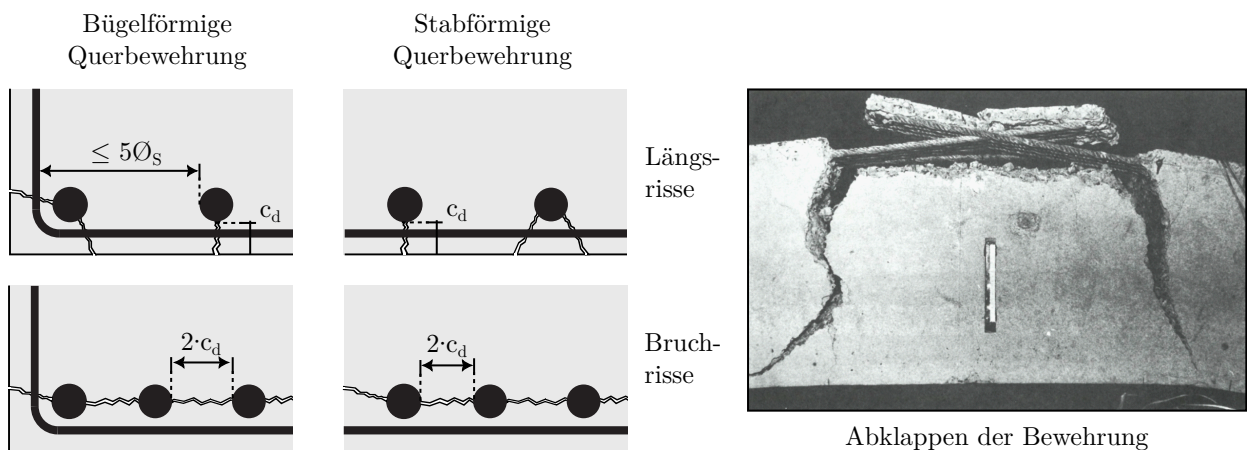


Abbildung 2.21: Prinzipielle Anordnung der Querbewehrung in Bezug zur Hauptbewehrung und Brucharten (links) und Abklappen der Bewehrung eines Übergreifungsstoßes bei unzureichender Querbewehrung aus [Rehm u. Eligehausen 1977] (rechts)

Buegelbewehrung untersuchten [Kaku et al. 1992]. Mit Hilfe von Dehnmessstreifen wurden die Stahldehnungen der einzelnen Stäbe zum Zeitpunkt des Verbundbruchs gemessen und in die Verbundspannung umgerechnet. Die Ergebnisse sind in Abbildung 2.22 dargestellt. Bei Versuchen ohne Querbewehrung war die Last beim Verbundbruch weitestgehend gleichmäÙig auf die Eckstäbe und Zwischenstäbe verteilt (Abb. 2.22 (a) u. (d)). Bei der Verwendung von Buegeln konnte dagegen eine deutlich höhere Verbundspannung von den Eckstäben übertragen werden (Abb. 2.22 (b) u. (e)). Insgesamt war die Versagenslast bei den Versuchen mit Querbewehrung deutlich höher. Durch den Einbau von mehrschnittigen Buegeln konnten die Mittelstäbe die gleichen Verbundspannungen wie die Eckstäbe aufnehmen (Abb. 2.22 (c), (f) u. (g)), auch wenn nicht alle Hauptbewehrungsstäbe mit ergänzendes Buegeln versehen wurden (Abb. 2.22 (f)). Außerdem konnte die Versagenslast durch mehrschnittige Buegel weiter gesteigert werden. Die Ergebnisse zeigen, dass die Eckstäbe bei Buegeln größere Tragreserven aufweisen, da sie durch den Buegel effektiver eingeschnürt werden. Darüber hinaus zeigen die Untersuchungen die Wirksamkeit einer ergänzendes, mehrschnittigen Buegelbewehrung.

In Tabelle 2.7 ist dargestellt, wie die Querbewehrung in verschiedenen Bemessungsmodellen aus der Literatur berücksichtigt wird. Die Bemessungsgleichungen wurden meist aus Balkenversuchen mit Spaltversagen abgeleitet. Bei den meisten Modellen geht der Querbewehrungsgrad linear in die Bemessung ein. Nur die Modelle, die auf der Bemessungsgleichung nach ELIGEHAUSEN basieren, berücksichtigen einen degressiven Einfluss der Querbewehrung [vgl. Eligehausen 1979; Burkhardt 2000]. Als Alleinstellungsmerkmal von FprEN 1992-1-1 ist die Querbewehrung mit der Betondeckung verknüpft und vergrößert den Nennwert der rechnerischen Betondeckung $c_{d,conf}$. Somit hat auch die Querbewehrung einen degressiven Einfluss. In den meisten Modellen berücksichtigt ein empirischer Faktor (z. B. K , k_m oder α_Q) die Lage der Querbewehrung zur Hauptbewehrung. Er vergrößert oder verringert den Einfluss der Querbewehrung, je nachdem ob es sich bei der Hauptbewehrung um einen Eck- oder Mittelstab handelt [vgl. DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; Eligehausen

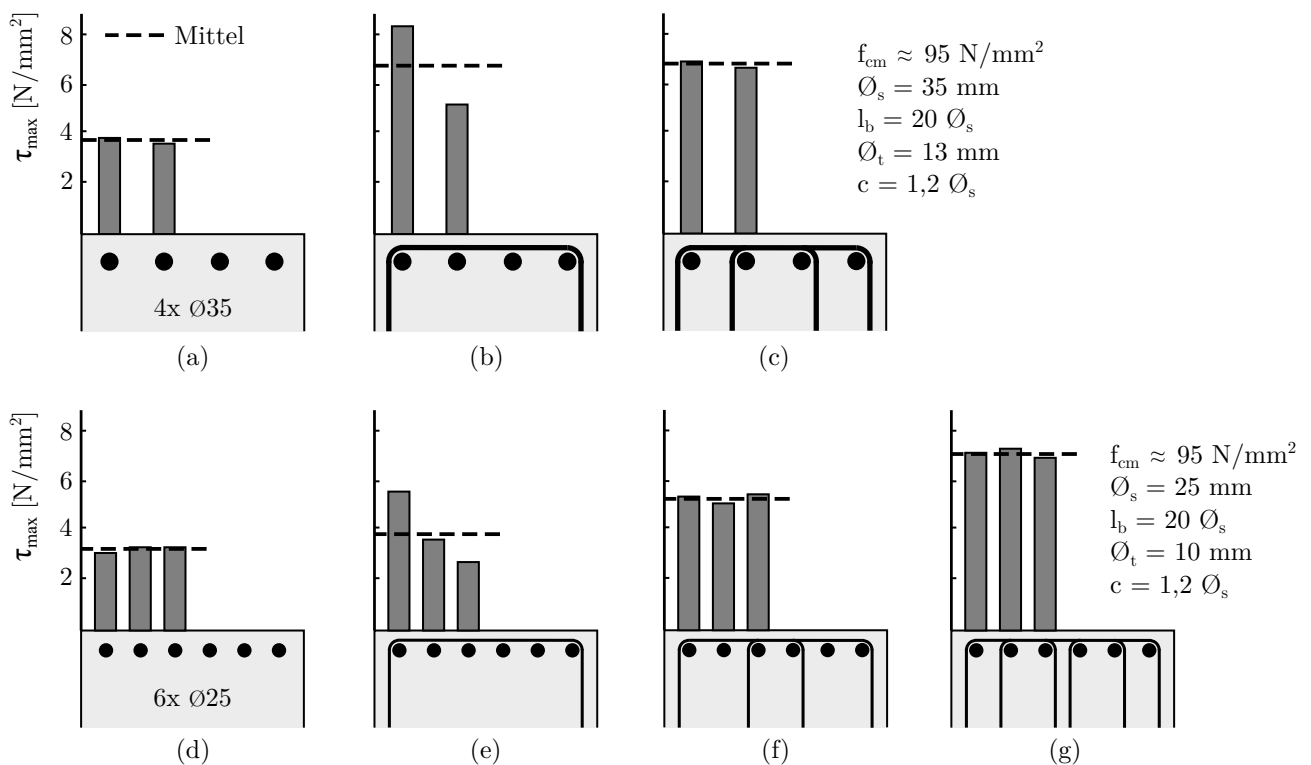


Abbildung 2.22: Verbundspannung in der Hauptbewehrung bei unterschiedlicher Ausführung der Querbewehrung; entnommen und modifiziert aus [Kaku et al. 1992]

1979]. Als starke Vereinfachung und auf der sicheren Seite liegend kann die Querbewehrung in allen Modellen unberücksichtigt bleiben (Faktor 1,0).

Tabelle 2.7: Einfluss der Querbewehrung in Bemessungsmodellen aus der Literatur

Bemessungsmodell	Einfluss Querbewehrung
DIN EN 1992-1-1 (2011)	$\tau \sim 1/(1 - K \cdot \lambda)$, wobei $\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min})/A_s$
fib Model Code 2010 (2013)	$\tau \sim k_m \cdot \rho_t$
FprEN 1992-1-1 (2023)	$\tau \sim (c_{d,conf}/\varnothing_s)^{0,33}$, wobei $c_{d,conf} = c_d + 70 \cdot \rho_t \cdot \varnothing_s$ bei Bügeln und $c_{d,conf} = c_d + 25 \cdot \varnothing_t^2/s_t$ bei geraden Stäben
ACI 318-19 (2022)	$\tau \sim (c_d + 40 \cdot n_t \cdot A_{st}/s_t)/\varnothing_s$
Eligehausen (1979)	$\tau \sim \alpha_Q \cdot (\Sigma A_{st}/A_s \cdot f_{synt})^{0,5}$
Burkhardt (2000)	$\tau \sim 3,2 \cdot (n_{st} \cdot \Sigma A_{st})/(n_b \cdot A_s) \cdot \sigma_{st})^{0,5}$
Zuo u. Darwin (2000a)	$\tau \sim (n_{st} \cdot A_{st})/(n_b \cdot A_s)$
Canbay u. Frosch (2005)	$\tau \sim A_{st}/(s_t \cdot \varnothing_s) \cdot f_{synt}/500$
Lettow (2006)	$\tau \sim 1,1 \cdot (l_0/s_t)^{0,1}$

Verbundlänge

Entlang der eingebetteten Bewehrungsstäbe sind die Verbundspannungen nicht gleichmäßig verteilt. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschreibt die Zusammenhänge der veränderlichen Last-Schlupf-Charakteristik. Vereinfacht ausgedrückt ist der Schlupf die Integration der Stahldehnung. Da der Schlupf in Lastrichtung zunimmt, ist die Verbundspannung entlang der Einbettungslänge zwangsläufig veränderlich.

Viele Verbundmodelle und Normen basieren weitestgehend auf kleinmaßstäblichen Untersuchungen an Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge. Dabei wird vereinfachend von einer annähernd konstanten Verbundspannungsverteilung entlang des eingebetteten Bewehrungsstabes ausgegangen [z. B. Zuo u. Darwin 2000b; Canbay u. Frosch 2005; DIN EN 1992-1-1; ACI 318-19]. Für sehr kurze Verbundlängen kann dies noch als zutreffend angesehen werden, da die Schlupfwerte am belasteten und unbelasteten Ende annähernd gleich sind. Bei größeren Verbundlängen weicht der tatsächliche nichtlineare Verbundspannungsverlauf jedoch zunehmend von der angenommenen mittleren Verbundspannungsverteilung ab. Dies hat zur Folge, dass die zu verankernde Kraft nicht proportional mit der Verbundlänge zunimmt. Bei langen Verbundlängen ist die auf die Verbundlänge umgerechnete maximale mittlere Verbundspannung τ_{\max} um ein Vielfaches kleiner als bei kurzen Verbundlängen, obwohl das lokale Verbundspannungmaximum $\tau_{\max, \text{lokal}}$ bei beiden Verläufen identisch ist (Abb. 2.23 (a)).

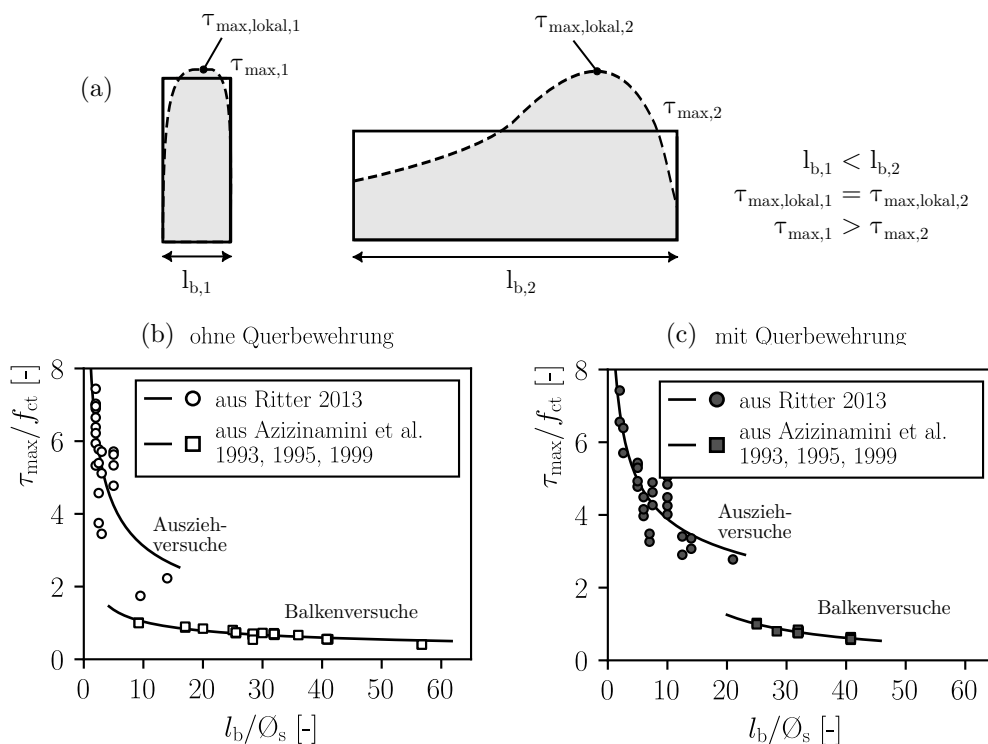


Abbildung 2.23: (a) Schematische Darstellung der Verbundspannungsverteilung bei Maximalkraft für kurze und mittlere Verbundlängen, (b) Einfluss der Verbundlänge bei Ausziehversuchen und Balkenversuchen ohne Querbewehrung und (c) mit Querbewehrung; Messdaten aus [Azizinamini et al. 1993, 1995, 1999; Ritter 2013]

AZIZINAMINI ET AL. untersuchten den Einfluss der Länge von Übergreifungsstößen in Balkenversuchen [Azizinamini et al. 1993, 1995, 1999]. Dabei wurden überwiegend große Stabdurchmesser (U.S. No. 11, $\varnothing_s \approx 35$ mm) mit einer Betondeckung von $c = 1,0\varnothing_s$ und hochfestem Beton ($f_{cm} \approx 90$ bis 110 N/mm²) mit und ohne Querbewehrung untersucht. Die Ergebnisse ohne Querbewehrung sind in Abbildung 2.23 (b) und mit Querbewehrung in Abbildung 2.23 (c) dargestellt. Mit größerer Verbundlänge nahm die maximale mittlere Verbundspannung τ_{max} degressiv ab. RITTER untersuchte in zentrischen Ausziehversuchen den Einfluss einer Verbundlänge von 2 bis $10\varnothing_s$ an Bewehrungsstäben mit einem Durchmesser von $\varnothing_s = 16$ mm und einem Beton C30/37 [Ritter 2013]. Die Ergebnisse der Ausziehversuche und der Balkenversuche sind aufgrund der unterschiedlichen Probekörperform nur bedingt miteinander vergleichbar. Dennoch lässt sich ablesen, dass mit geringerer Verbundlänge eine viel größere mittlere Verbundspannung übertragen werden kann. RITTER beschreibt auf der Basis der Ausziehversuche den Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundspannung als $\tau_{max} \sim (\varnothing_s/l_b)^{0,33}$. Aus den Balkenversuchen von AZIZINAMINI ET AL. ergibt sich ein etwas ähnlicher Einfluss der Verbundlänge.

In Tabelle 2.8 ist die Berücksichtigung der bezogenen Verbundlänge l_b/\varnothing_s als Einflussgröße in verschiedenen Bemessungsmodellen aus der Literatur aufgeführt. Die Bemessungsgleichungen wurden meist aus Balkenversuchen mit Spaltversagen abgeleitet. Viele Modelle vernachlässigen den nichtlinearen Einfluss der Verbundlänge, so dass davon auszugehen ist, dass die Bemessungsansätze bei kurzen Verbundlängen eher konservative Ergebnisse liefern. Die Modelle [Eligehausen 1979; Burkhardt 2000; Lettow 2006; fib Model Code 2010; Ritter 2013; FprEN 1992-1-1], die den nichtlinearen Einfluss der Verbundlänge berücksichtigen, kommen nahezu übereinstimmend zu dem Ergebnis, dass der Einfluss der Verbundlänge mit $\tau \sim (\varnothing_s/l_b)^{0,33}$ bis $(\varnothing_s/l_b)^{0,5}$ berücksichtigt werden sollte. Die Berücksichtigung der Verbundlänge als wesentlicher Einflussparameter ist eine der entscheidenden Neuerungen im Bemessungsansatz von FprEN 1992-1-1 gegenüber DIN EN 1992-1-1.

Tabelle 2.8: Einfluss der Verbundlänge in Bemessungsmodellen aus der Literatur

Bemessungsmodell	Einfluss Verbundlänge
DIN EN 1992-1-1 (2011)	$\tau \sim \varnothing_s/l_b$
fib Model Code 2010 (2013)	$\tau \sim (\varnothing_s/l_b)^{0,45}$
FprEN 1992-1-1 (2023)	$\tau \sim (\varnothing_s/l_b)^{0,33}$
ACI 318-19 (2022)	$\tau \sim \varnothing_s/l_b$
Eligehausen (1979)	$\tau \sim (\varnothing_s/l_b)^{0,33}$
Burkhardt (2000)	$\tau \sim (\varnothing_s/l_b)^{0,5}$
Zuo u. Darwin (2000a)	$\tau \sim \varnothing_s/l_b$
Canbay u. Frosch (2005)	$\tau \sim \varnothing_s/l_b$
Lettow (2006)	$\tau \sim (\varnothing_s/l_b)^{0,4}$

Stablage beim Betonieren

Für den Verbund ist entscheidend, ob die Stäbe beim Betonieren waagrecht liegen oder senkrecht stehen und wie hoch sie über dem Schalungsboden angeordnet werden [Leonhardt u. Mönning 1973]. Durch die Sedimentation von Feststoffen des Frischbetons und das Austreten des Anmachwassers (sog. Betonbluten) sammelt sich unter den in der Lage gehaltenen waagrecht liegenden Bewehrungsstäben Wasser, das später vom Beton aufgenommen wird und unter den Stäben Hohlräume oder zahlreiche Poren hinterlässt (Abb. 2.24) [Rehm 1961; DeVries et al. 1991; Moccia et al. 2021; Cairns u. Suryanto 2022]. Durch die Sedimentation des Frischbetons steigt der Wasserzementwert (w/z -Wert) bzw. allgemein der Wasserbindemittelwert (W/B -Wert) zum oberen Teil des Betons hin an. Die Festigkeit des Betons nimmt mit steigendem w/z -Wert ab, so dass die Festigkeit des Betons im oberen Bereich der Betonage sinkt [Giaccio u. Giovambattista 1986]. Auch dies trägt dazu bei, dass im oberen Bereich eines Bauteils etwas geringere Verbundfestigkeiten ermittelt werden [Moccia et al. 2021; Cairns 2022]. Das Sedimentationsverhalten des Betons hängt im Wesentlichen von der Betonzusammensetzung und der Betonkonsistenz ab. Eine weichere Betonkonsistenz (höheres Setzmaß) kann sich ungünstig auf die Verbundfestigkeit der Bewehrung in der oberen Lage auswirken [Welch u. Patten 1965; Jirsa et al. 1982; Donahey u. Darwin 1985; Brettmann et al. 1986]. Der Einsatz von Stabilisatoren wirkt Betonbluten und Sedimentation entgegen und verbessert damit das Verbundverhalten der Bewehrungsstäbe in der oberen Lage [DeVries et al. 1991]. Bei vertikalen Stäben wird prinzipiell von guten Verbundbedingungen ausgegangen.

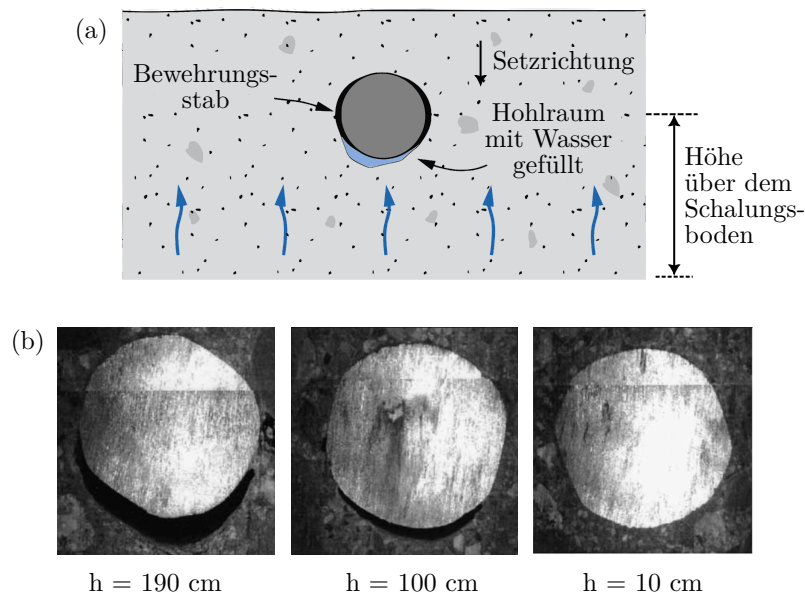


Abbildung 2.24: (a) Setzungen und Betonbluten des Frischbetons während des Betonierens nach [Moccia et al. 2021] und (b) Videomikroskopische Aufnahmen der Fehlstellen bei unterschiedlicher Höhe h über dem Schalungsboden aus [Soylev u. François 2003]

Der Einfluss der Lage beim Betonieren („Lageeffekt“, engl. *top-cast effect*) wurde bereits 1913 von ABRAMS untersucht, der Ausziehversuche an glatten und gerippten Stäben durchführte und feststellte, dass Stäbe nahe der Oberseite eine geringere Verbundfestigkeit aufweisen als Stäbe nahe

der Schalungsunterseite [Abrams 1913]. Um 1939 untersuchte MENZEL den Einfluss der Orientierung der Stäbe und der Gießrichtung [Menzel 1939]. Er zeigte, dass horizontale Stäbe in der oberen Lage die geringste Verbundfestigkeit und vertikale Stäbe in Gießrichtung die höchste Verbundfestigkeit aufwiesen. Dieses Verhalten wurde bereits mit möglichen Auswirkungen von Betonbluten und Setzungserscheinungen in Verbindung gebracht. Nach weiteren Untersuchungen von CLARK wurde eine Abnahme des Verbundwiderstandes der Bewehrung in Abhängigkeit von der Lage des Bauteils erstmals in amerikanischen Bauvorschriften aufgenommen [Clark 1946, 1949]. In Deutschland wurde die Untersuchung des Einflusses der Stablage beim Betonieren maßgeblich von REHM, MARTIN und NOAKOWSKI geprägt [z. B. Rehm 1961; Martin u. Noakowski 1981] und die damaligen Erkenntnisse der amerikanischen Forschung weitgehend bestätigt.

Aktuelle Untersuchungen konzentrieren sich vor allem auf den Einfluss der Lage beim Betonieren von modernen Hochleistungsbetonen – wie selbstverdichtendem Beton (SVB), hochfestem Beton (HFB) und ultrahochfestem Beton (UHPC), Stahlfaserbeton oder auch Recyclingbeton. Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der sogenannte Lageeffekt bei SVB weniger ausgeprägt ist als bei konventionellem Rüttelbeton [z. B. Castel et al. 2006; Hossain u. Lachemi 2008; Valcuende u. Parra 2009; Desnerck et al. 2010; Hassan et al. 2010; Khayat u. Desnerck 2014]. Dies ist auf die bessere Stabilität, Homogenität und Kohäsion des Zementleims sowie auf die geringere Neigung zum Bluten zurückzuführen. In Bezug auf hochfeste Betone haben verschiedene Forscher festgestellt, dass das Verbundverhalten hochfester und ultrahochfester Betone aufgrund des geringeren Wassergehalts und der Verwendung von Zusatzmitteln wie Fließmittel und Stabilisatoren weniger empfindlich auf die Lage des Stabes beim Betonieren reagiert [z. B. Azizinamini et al. 1993; Hamad u. Itani 1998; Soylev u. François 2003]. METELLI ET AL. untersuchten den Einfluss der Stablage bei Stahlfaserbeton und Recyclingbeton in Balkenendversuchen (Beam-End Test) [Metelli et al. 2023]. Die Verwendung von Stahlfaserbeton führte zu einer deutlichen Erhöhung der Verbundfestigkeit und zu einer vergleichbaren Verbundschwächung in der oberen Lage wie bei Normalbeton. Beim Recyclingbeton war der Lageeffekt fast doppelt so groß, was die Autoren auf die höhere Entmischungsneigung der rezyklierten Gesteinskörnung und des verwendeten hüttensandreichen Zements zurückführen.

CAIRNS UND SURYANTO stellten eine umfassende Übersicht von Studien verschiedener Autoren zusammen, die den Einfluss der Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren auf die Verbundfestigkeit untersuchten [Cairns u. Suryanto 2022]. Der Kennwert TCR (engl. *top-cast ratio*) definiert das Verhältnis der Verbundfestigkeit der Stäbe in der oberen Lage des Bauteils zur Verbundfestigkeit der Stäbe in der unteren Lage des Bauteils. Bei Beam-End Tests [z. B. Donahey u. Darwin 1985; Altowaiji et al. 1986; Brettmann et al. 1986; Suryanto et al. 2020] und Ausziehversuchen [z. B. Khayat 1998; Castel et al. 2006; Hossain u. Lachemi 2008; Valcuende u. Parra 2009; Moccia et al. 2021] beobachteten verschiedene Autoren einen sehr starken Einfluss der Stablage beim Betonieren. So betrug der TCR-Wert bei Untersuchungen von MOCCIA ET AL. in Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge und Verwendung einer verbundfreien Vorlänge bei einer Höhe vom Schalungsboden von ca. 500 mm nur 40 % der Tragfähigkeit in unterer Lage (Abb. 2.25 (a)). In den anderen Studien mit Ausziehversuchen und Beam-End Tests wurden ebenfalls TCR-Werte von bis unter 50 % festgestellt. VALCUENDE ET AL. verwendeten neben Normalbeton auch selbstverdichtenden Beton. Dieser wirkte

sich positiv auf die Verbundfestigkeit der Stäbe in der oberen Lage aus. Verschiedene Autoren berichten, dass vor allem die Art des Versagens – Spalt- oder Ausziehversagen – einen wesentlichen Einfluss auf den TCR-Wert hat [Suryanto et al. 2020; Cairns 2022; Moccia et al. 2022]. So wurde bei Balkenversuchen an Übergreifungsstößen nur ein sehr geringerer Einfluss der Stablage beim Betonieren festgestellt (Abb. 2.25 (b)). Ausziehversuche überschätzen den Einfluss der Stablage im Vergleich zu Versuchen, bei denen Spaltversagen maßgebend ist [Suryanto et al. 2020]. CAIRNS UND SURYANTO berichten außerdem, dass die Verbundlänge l_b/\varnothing_s den Einfluss der Stablage erheblich beeinflusst. In den Balkenversuchen aus der Literatur konnte ein solcher signifikanter Einfluss der Verbundlänge jedoch nicht festgestellt werden (Abb. 2.25 (b)).

In Tabelle 2.9 ist die Berücksichtigung der Stablage beim Betonieren in verschiedenen Bemessungsmodellen aus der Literatur aufgeführt. Die Bemessungsgleichungen wurden meist aus Balkenversuchen mit Spaltversagen abgeleitet. Die Modelle zeigen eine gute Übereinstimmung bei der Berücksichtigung der Stablage. So wird in den Modellen ein TCR-Wert zwischen 0,7 bis 0,83 angenommen. Auch bei der Höhe über dem Schalungsboden, ab der mäßige Verbundbedingungen angenommen werden, variieren die Modelle nur geringfügig (250 bis 305 mm).

Tabelle 2.9: Einfluss der Stablage beim Betonieren in Bemessungsmodellen aus der Literatur

Bemessungsmodell	Einfluss der Stablage beim Betonieren
DIN EN 1992-1-1 (2011)	$TCR = 0,70$ (bei $h_{\text{Boden}} > 250$ mm)
fib Model Code 2010 (2013)	$TCR = 0,70$ (bei $h_{\text{Boden}} > 250$ mm)
FprEN 1992-1-1 (2023)	$TCR = 0,83$ (bei $h_{\text{Boden}} > 300$ mm)
ACI 318-19 (2022)	$TCR = 0,77$ (bei $h_{\text{Boden}} > 305$ mm)
Eligehausen (1979)	$TCR = 0,80$ (bei $h_{\text{Boden}} > 300$ mm)
Burkhardt (2000)	keine Angaben
Zuo u. Darwin (2000a)	keine Angaben
Canbay u. Frosch (2005)	keine Angaben
Lettow (2006)	keine Angaben

Verbundfreie Vorlänge

Im Auflagerbereich von Ausziehkörpern kommt es aufgrund der hohen Auflagerpressung zu einer Querdehnungsbehinderung des Betonkörpers. Eine verbundfreie Vorlänge dient vor allem dazu, den Einfluss der Lasteinleitung bei Verbundversuchen mit direkter Auflagerung zu verringern [Rehm 1979; Martin u. Noakowski 1981]. Diese „Störzone“ wird durch eine verbundfreie Vorlänge überbrückt. 1970 wurde erstmals ein einheitliches, standardisiertes Prüfverfahren für Ausziehversuche und Biegehaftversuche der internationalen Beton- und Prüfverfahrensgesellschaften RILEM, CEB und FIB (ehemals FIP) veröffentlicht, in dem für Ausziehversuche und Biegehaftversuche eine verbundfreie

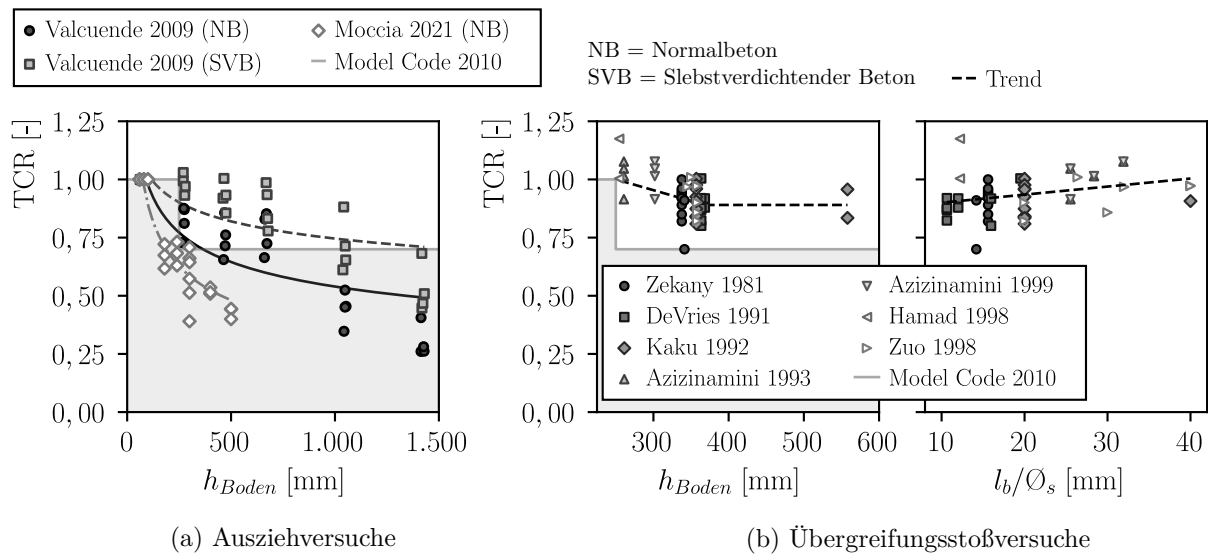


Abbildung 2.25: Einfluss der Lage über dem Schalungsboden auf die Verbundfestigkeit der Stäbe in oberer und unterer Lage (TCR-Wert) in (a) Ausziehversuchen und (b) Balkenversuchen mit Übergreifungsstößen und Einfluss der Verbundlänge auf den TCR-Wert; Messdaten aus [Zekany et al. 1981; DeVries et al. 1991; Kaku et al. 1992; Azizinamini et al. 1993, 1999; Hamad u. Itani 1998; Zuo u. Darwin 1998; Valcuende u. Parra 2009; Moccia et al. 2021]

Vorlänge gefordert wird [RILEM 1970]. Im Vordergrund stand die Entwicklung eines Verbundkörpers, der eine einfache Vergleichbarkeit von Betonstählen unterschiedlicher Profilierung ermöglicht [Rehm 1979]. Bei Ausziehversuchen ohne verbundfreie Vorlänge wurde fast ausschließlich Spaltversagen festgestellt, so dass weniger genaue Aussagen über den Einfluss der Rippengeometrie getroffen werden konnten [Rehm et al. 1970]. Durch eine verbundfreie Vorlänge kann bei ausreichender Betondeckung die Bildung von Spaltrissen weitestgehend vermieden werden. Da die Versuchsbedingungen jedoch mehr oder weniger stark von den in der Praxis vorliegenden Verhältnissen abweichen, kann aus den Versuchsergebnissen nicht ohne weitere Überlegungen auf eine zulässige Verbundspannung geschlossen werden [Rehm 1979]. Das Ausziehversagen gibt gewissermaßen die Obergrenze der Verbundtragwirkung wieder [Losberg u. Olsson 1979]. Die Vorgabe einer verbundfreien Vorlänge wurden dennoch für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren in die RILEM-Empfehlungen [RILEM 1994] und die heute gültige DIN EN 10080 übernommen.

Es gibt zahlreiche, meist ältere Studien, die sich mit dem Einfluss der verbundfreien Vorlänge in Verbundversuchen befassen. JANOVIC berichtet 1979 über einen konsolenförmigen Ausziehkörper, der die verbundfreie Vorlänge durch einen weichen Schlitz abgrenzt und damit ein realitätsnäheres Verbundverhalten simuliert [Janovic 1979]. Bei konventionellen Ausziehversuchen mit exzentrischer Stablage und verbundfreier Vorlänge mit $5 \varnothing_s$ wurde eine mehr als doppelt so hohe Verbundfestigkeit wie bei den konsolenförmigen Ausziehkörpern ermittelt. In Untersuchungen von SCHMIDT-THRÖ UND STÖCKL oder ELIGEHAUSEN ET AL. wurde bei exzentrischen Ausziehversuchen ($l_v = 5 \varnothing_s$) sogar eine 2,4- bis 2,6-fach höhere Verbundfestigkeit als bei konsolenförmigen Ausziehversuchen festgestellt [Schmidt-Thrö u. Stöckl 1985; Eligehausen et al. 1989] (Abb. 2.26 (b)). MARTIN ET AL. variierten die verbundfreie Vorlänge in zentrischen Ausziehversuchen. Die Autoren stellten

ebenfalls eine nahezu Verdreifachung der Verbundfestigkeit bei einer verbundfreien Vorlänge des fünffachen Stabdurchmessers gegenüber einer kurzen verbundfreien Vorlänge von $1,25 \varnothing_s$ fest [Martin u. Noakowski 1981] (Abb. 2.26 (a)). KEMP UND WILHELM untersuchten Beam-End Tests mit ($l_v = 5 \varnothing_s$) und ohne verbundfreier Vorlänge. Auch sie beobachteten eine 1,5-fach höhere Verbundfestigkeit bei Versuchen mit verbundfreier Vorlänge [Kemp u. Wilhelm 1979] (Abb. 2.26 (c)). WILDERMUTH ermittelte in experimentellen und numerischen Untersuchungen einen etwas geringeren, aber immer noch großen Einfluss der verbundfreien Vorlänge [Wildermuth 2013]. Abbildung 2.26 zeigt die beschriebenen Ergebnisse. Der Verhältniswert η gibt dabei das Verhältnis der ermittelten maximalen Verbundspannung τ_{\max} mit und ohne verbundfreie Vorlänge an (Abb. 2.26 (b) und (c)). Bei MARTIN UND NOAKOWSKI wurden die Ergebnisse auf die maximale Verbundspannung τ_{\max} aus Versuchen mit einer verbundfreien Vorlänge von $1,25 \varnothing_s$ bezogen (Abb. 2.26 (a)).

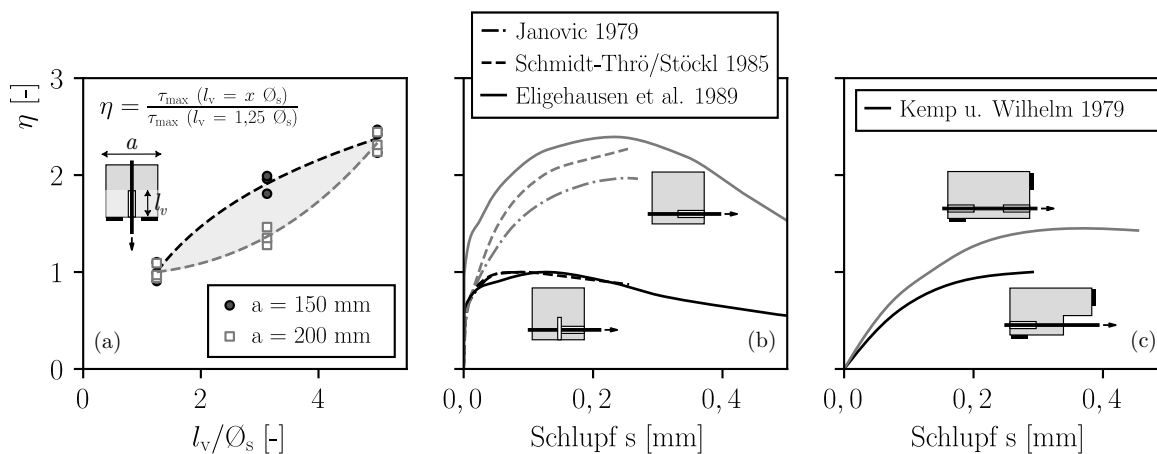


Abbildung 2.26: (a) Einfluss der verbundfreien Vorlänge in Ausziehversuchen; Messdaten aus [Martin u. Noakowski 1981] – Verhältnis $\eta = \tau_{\max}(l_v = x) / \tau_{\max}(l_v = 1,25 \varnothing_s)$; (b) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von konsolenförmigem Ausziehkörpern und Ausziehkörpern mit exzentrischer Stablage; Messdaten aus [Janovic 1979; Schmidt-Thrö u. Stöckl 1985; Eligehausen et al. 1998] und (c) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Beam-End Tests mit und ohne verbundfreie Vorlänge; Messdaten aus [Kemp u. Wilhelm 1979] – Verhältnis $\eta = \tau_{\max}(l_v = x) / \tau_{\max}(l_v = 0)$

In Anlehnung an die RILEM-Empfehlungen wird eine verbundfreie Vorlänge in der Literatur auch in anderen Verbundversuchen verwendet, wie z. B. in Beam-End Tests [z. B. Wildermuth 2013; Maurer u. Bettin 2020; Sippel u. Hofmann 2022; Metelli et al. 2023], in Dehnkörperversuchen [z. B. Dörr 1975; Dörr u. Mehlhorn 1979] oder sogar in Balkenversuchen [z. B. Mazumder 2014]. Obwohl der große Einfluss einer verbundfreien Vorlänge auf die Verbundfestigkeit sowohl mechanisch begründet als auch experimentell nachgewiesen ist, wird der verbundfreien Vorlänge bei der Diskussion und Interpretation der Ergebnisse meist keine besondere Beachtung geschenkt. Die Verwendung einer verbundfreien Vorlänge führt bei diesen Versuchen zu einer teilweise massiven Überschätzung der Verbundtragfähigkeit in Bezug auf die Praxis. So kann bei der Prüfung z. B. von Beam-End Tests bereits der Verzicht bzw. die Reduzierung der verbundfreien Vorlänge dazu beitragen, dass in den Versuchen ein wesentlich praxisnäheres Verbundverhalten ermittelt wird.

Weitere Einflussgrößen

In der Literatur werden zahlreiche weitere Einflüsse der baulichen Durchbildung (z. B. Querschnitts-abmessung, Bewehrungsgrad, Rippenorientierung, Vorspannung etc.) des Betons auf das Verbundtragverhalten genannt [z. B. Mainz 1993; Rußwurm 1993; Lindorf 2011]. Ein großer Bewehrungsgrad A_s/A_c ist dabei für den Verbund ungünstig [Mirza u. Houde 1979]. Prüfnormen wie DIN EN 10080 fordern eine Anpassung des Betonquerschnitts an den untersuchten Betonstahldurchmesser, damit stets gleiche Bewehrungsgrade untersucht werden.

Darüber hinaus kann die Ausrichtung der Rippen zur Betondeckung die Verbundtragwirkung beeinflussen. Verschiedene Autoren [z. B. Reynolds u. Beeby 1982; Cairns u. Jones 1995b] berichten, dass bei Verbundversuchen an Übergreifungsstößen kein signifikanter Einfluss der Staborientierung beobachtet wurde. Bei vorherrschendem Querdruck beobachteten XU ET AL. jedoch sehr wohl einen Einfluss der Staborientierung, je nachdem, ob die Rippen in Querdruckrichtung oder parallel dazu angeordnet waren [Xu et al. 2012].

Ein weiterer Einflussparameter ist die Vorspannung von Tragstrukturen. Bei vorgespannten Tragstrukturen kann die Vorspannung die Rissbildung verhindern oder verzögern und die Verbundtragfähigkeit wesentlich erhöhen. Im Rahmen dieser Arbeit wird darauf nicht weiter eingegangen.

2.2.6 Belastung und Lastgeschichte

Querdruck

Der Einfluss von Querdruck und Querkzug auf das Verbundverhalten wurde in zahlreichen Studien untersucht. Querdruck wirkt sich günstig auf das Verbundverhalten aus, während Querkzug die Verbundfestigkeit vermindert. Im Auflagerbereich von Balken oder Platten begünstigt der Querdruck die Verankerung der Bewehrungsstäbe. Bereits 1957 wies LEONHARDT auf die Notwendigkeit hin, die Berücksichtigung des Querdrucks als wesentliche Einflussgröße auf den Verbund näher zu untersuchen [Leonhardt 1957]. Studien zum Einfluss von Querdruck auf den Verbund folgten u. a. durch UNTRAUER UND HENRY, ROBINS UND STANDISH, ELIGEHAUSEN ET AL., NAVARATNARAJAH, SCHMIDT-THRÖ ET AL., MALVAR, GAMBAROVA ET AL., NAGATOMO UND KAKU und XU ET AL.¹ Die meisten Autoren verwendeten in ihren Untersuchungen würfelförmige Ausziehkörper mit einachsigem Querdruck oder zylindrische Ausziehkörper mit radialem Querdruck. ROBINS UND STANDISH führten zusätzliche Untersuchungen an Beam-End Tests durch, während SCHMIDT-THRÖ ET AL. hauptsächlich konsolenförmige Ausziehkörper verwendeten.

MALVAR führte Untersuchungen an zylindrischen Ausziehkörpern durch, wobei er auf die Versuchskörper einen radialen Querdruck aufbrachte und die Bewehrungsstäbe bis zum Ausziehen belastete. Die Verbundspannungen stiegen mit zunehmendem Querdruck deutlich an. So konnte die maximale

¹Literatur – Untrauer u. Henry 1965; Robins u. Standish 1982a, b, 1984; Eligehausen et al. 1983; Navaratnarajah u. Speare 1986; Schmidt-Thrö 1987; Schmidt-Thrö et al. 1988; Malvar 1991, 1992; Gambarova et al. 1992; Gambarova u. Rosati 1996, 1997; Nagatomo u. Kaku 1992; Xu et al. 2012

Verbundspannung durch Erhöhung der Querpressung von 0 auf 31 N/mm^2 um mehr als 200 % gesteigert werden (Abb. 2.27 (b)). In Abbildung 2.27 (a) sind die in den Versuchen ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen dargestellt. Bereits bei geringen Querpressungen konnte ein deutlich duktileres Nachbruchverhalten beobachtet werden.

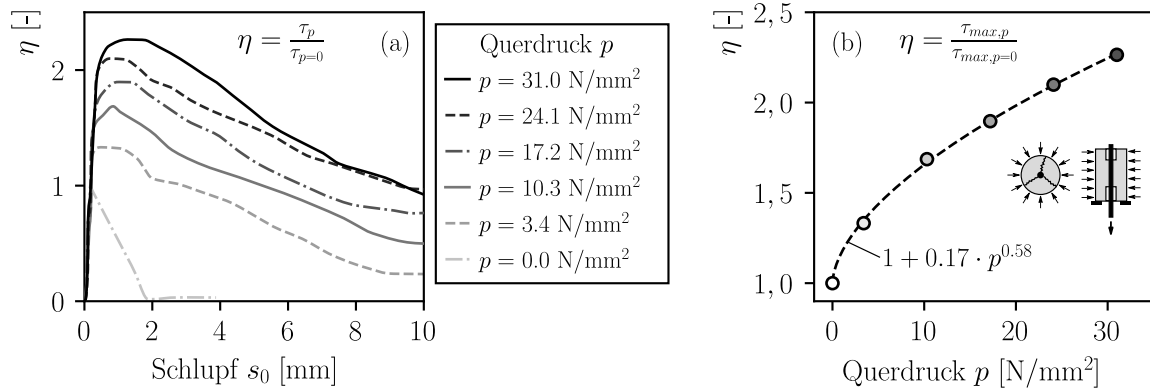


Abbildung 2.27: (a) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zyklischer Ausziehkörper mit radialem Querdruck; Messdaten aus [Malvar 1992] und (b) Einfluss des Querdrucks auf die bezogene maximale Verbundspannung τ_{max} ($f_{cm} \approx 40 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 19 \text{ mm}$, $l_b = 5 \varnothing_s$, $c_d = 1,5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Malvar 1992]

Einige Autoren berichten, dass der Einfluss des Querdrucks stark von der Betondeckung beeinflusst wird [z. B. Navaratnarajah u. Speare 1986; Nagatomo u. Kaku 1992]. Außerdem änderte sich die Versagensart bei großen Querdrücken von Spaltversagen zu Ausziehversagen. In Abbildung 2.28 wurden verschiedene experimentelle Studien mit vergleichbarer Betonüberdeckung zusammengefasst und bezüglich dem Einfluss des Querdrucks dargestellt. Bei geringer Betondeckung ist ein wesentlich größerer Einfluss des Querdrucks zu erkennen als bei großer Betondeckung. Dies ist vor allem auf die Querdehnungsbehinderung im Kontaktbereich der Querpressung zurückzuführen, die an der Oberfläche am größten ist und zum Bauteilinneren hin abnimmt [Robins u. Standish 1984; Nagatomo u. Kaku 1992]. Darüber hinaus wird von verschiedenen Autoren berichtet, dass ab einer Querpressung von ca. 25 % bis 30 % der Betondruckfestigkeit die Verbundspannungen nicht wesentlich gesteigert werden konnten [Robins u. Standish 1982a; Navaratnarajah u. Speare 1986; Nagatomo u. Kaku 1992].

ROBINS UND STANDISH untersuchten den Zusammenhang zwischen Stabdurchmesser und Querdruck sowie zwischen Verbundlänge und Querdruck [Robins u. Standish 1984]. Weder der Stabdurchmesser noch die Verbundlänge veränderten den Einfluss des Querdrucks wesentlich. XU ET AL. stellten außerdem fest, dass die Orientierung der Stäbe in Richtung des Querdrucks einen Einfluss haben kann. Sie führten zentrische Ausziehversuche mit einaxialem Querdruck an Bewehrungsstäben mit zwei sichelförmigen Rippenreihen durch, wobei die Stäbe einmal mit den Rippen zur Querdruckrichtung und einmal senkrecht dazu angeordnet waren [Xu et al. 2012]. Bei der Ausrichtung mit rechtwinklig geneigten Rippen konnte ein etwas günstigerer Einfluss des Querdrucks beobachtet werden, da die von den Betonstahlrippen ausgehenden Risse überdrückt wurden. Bei großer Betondeckung ist dieser

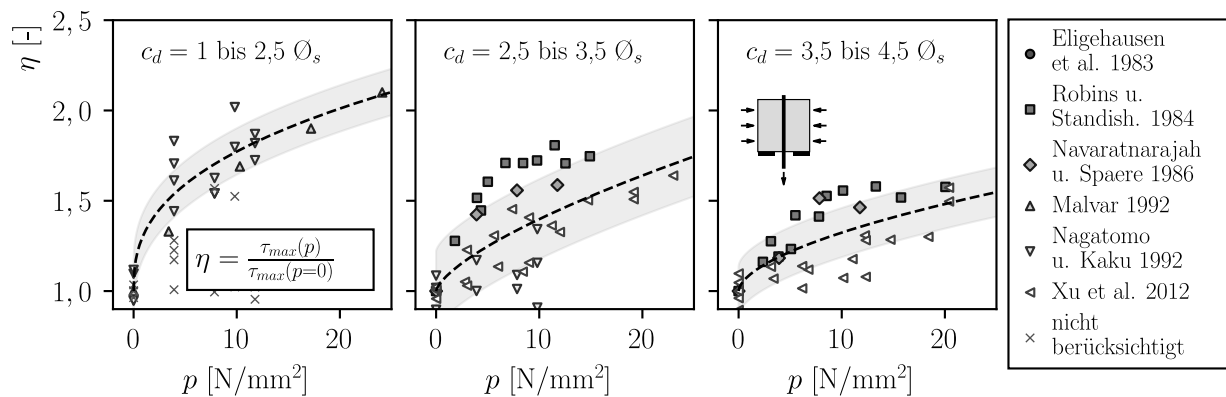


Abbildung 2.28: Einfluss des Querdrucks p in Verbindung mit der Betondeckung c ($f_{cm} \approx 20$ bis 40 N/mm^2 , $\varnothing_s = 8$ bis 25 mm , $l_b = 4$ bis $12 \varnothing_s$, $c_d = 1$ bis $4,5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Eligehausen et al. 1983; Robins u. Standish 1984; Navaratnarajah u. Spaere 1986; Malvar 1992; Nagatomo u. Kaku 1992; Xu et al. 2012]

Effekt mutmaßlich größer ausgeprägt als bei geringer Betondeckung. Andere Autoren [z. B. Reynolds u. Beeby 1982; Cairns u. Jones 1995b] konnten bei Verbundversuchen an Übergreifungsstößen ohne Querpressungen hingegen keinen Einfluss der Staborientierung feststellen.

In Tabelle 2.10 ist die Berücksichtigung des Querdrucks in verschiedenen Bemessungsmodellen aus der Literatur aufgeführt. Die Bemessungsgleichungen wurden meist aus Balkenversuchen mit Spaltversagen abgeleitet. Viele der Modelle vernachlässigen den günstigen Einfluss von Querdruck auf der sicheren Seite liegend [ACI 318-19; Eligehausen 1979; Burkhardt 2000; Zuo u. Darwin 2000b; Canbay u. Frosch 2005; Lettow 2006]. Obwohl die Modelle aus DIN EN 1992-1-1, fib Model Code 2010 und FprEN 1992-1-1 sehr unterschiedliche mathematische Ansatzfunktionen zur Berücksichtigung des Querdrucks enthalten, sind die Modelle aufgrund ähnlicher Grenzwerte und Limitierungen dennoch sehr ähnlich.

Tabelle 2.10: Einfluss von Querdruck in Bemessungsmodellen aus der Literatur

Bemessungsmodell	Einfluss Querdruck
DIN EN 1992-1-1 (2011)	$\tau \sim 1/(1 - 0,04 \cdot p) \leq 1,43$, wobei p in N/mm^2
fib Model Code 2010 (2013)	$\tau \sim 1 - \tanh(2 \cdot p/f_{cm})$
FprEN 1992-1-1 (2023)	$\tau \sim (c_{d,\text{conf}}/\varnothing_s)^{0,33}$, wobei $c_{d,\text{conf}} = c_d + 12 \cdot p/\sqrt{f_{ck}} \cdot \varnothing_s \leq 6 \cdot \varnothing_s$
ACI 318-19 (2022)	keine Angaben
Eligehausen (1979)	keine Angaben
Burkhardt (2000)	keine Angaben
Zuo u. Darwin (2000a)	keine Angaben

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle 2.10 – Fortsetzung von der vorherigen Seite

Canbay u. Frosch (2005)	keine Angaben
Lettow (2006)	keine Angaben

Querzug

Wie der Querdruck hat auch eine quer zum Stab wirkende Zugkraft einen entscheidenden Einfluss auf das Verbundverhalten. Der Querzug überlagert sich mit den verbundinduzierten Ringzugspannungen und reduziert die Verbundtragfähigkeit. Dabei ist zwischen Bauteilen mit und ohne Querbewehrung zu unterscheiden. Bei Bauteilen ohne Querbewehrung kommt es nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit zum spröden Versagen. Bei Bauteilen mit Querbewehrung kann dagegen auch mit einsetzender Rissbildung nach Überschreiten der Betonzugfestigkeit noch eine gewisse Verbundspannung übertragen werden, da die Querbewehrung aktiviert wird und den Riss überbrückt. Die sich einstellende Rissbreite bestimmt dabei das Verbundverhalten. Auf das Verbundverhalten bei vorhandener Rissbildung wird in Abschnitt 2.2.7 näher eingegangen.

In Abbildung 2.29 sind Untersuchungen von NAGATOMO UND KAKU, REUTER UND ELIGEHAUSEN und RITTER zum Einfluss von Querzug auf das Verbundverhalten an unbewehrten Probekörpern dargestellt. NAGATOMO, KAKU und RITTER verwendeten in ihren Untersuchungen Ausziehkörper ohne bzw. mit verbundfreier Vorlänge. REUTER UND ELIGEHAUSEN verwendeten Betonquader mit zwei einbetonierten Stabpaaren, wobei auf der Unterseite nur die beiden äußeren Stäbe und auf der Oberseite alle vier Stäbe gleichmäßig belastet wurden. Die Versuche sollten den Ausschnitt im Endbereich eines Übergreifungsstoß simulieren. Bei den Untersuchungen von NAGATOMO UND KAKU wurde der Querzug durch in die Seitenflächen des Probekörpers einbetonierte Bolzen eingeleitet. Bei REUTER, ELIGEHAUSEN und RITTER erfolgte die Lasteinleitung über auf den Betonkörper aufgeklebte Stahlplatten. Als Referenz führten REUTER UND ELIGEHAUSEN Versuche ohne Querzugbeanspruchung mit und ohne aufgeklebten Stahlplatten („*mSP*“ bzw. „*oSP*“) durch, wobei ein Einfluss der Stahlplatten durch eine Querdehnungsbehinderung weitestgehend ausgeschlossen werden konnte. Zudem führten REUTER, ELIGEHAUSEN und RITTER Versuche mit reiner Querzugbelastung (ohne Belastung der Stäbe) durch. Aufgrund von Impfreaktionen und lokalen Fehlstellen kam es bereits unterhalb der experimentell ermittelten Betonzugfestigkeit zum Querzugversagen.

Beim Vergleich der einzelnen Untersuchungen fällt auf, dass sich die Form der Interaktionskurven von NAGATOMO UND KAKU grundlegend von den Kurven von REUTER, ELIGEHAUSEN und RITTER unterscheidet. So führte bereits ein Querzug von ca. 20 % der Betonzugfestigkeit zu einer Reduzierung der Verbundfestigkeit um 40 %, während die ermittelte Verbundfestigkeit bei Reuter und Eligehausen bzw. Ritter bei Querzugspannungen bis 20 % bzw. 40 % der Betonzugfestigkeit nahezu unverändert blieb. Dies ist vermutlich auf die veränderte Lasteinleitung der Querzugspannungen zurückzuführen, die bei REUTER, ELIGEHAUSEN und RITTER durch aufgeklebte Stahlplatten und bei NAGATOMO UND KAKU durch einbetonierte Bolzen erfolgte. Ab einer Querzugspannung von mehr als 50 % der

Betonzugfestigkeit wurde auch bei REUTER, ELIGEHAUSEN und RITTER eine deutlich reduzierte Verbundfestigkeit ermittelt.

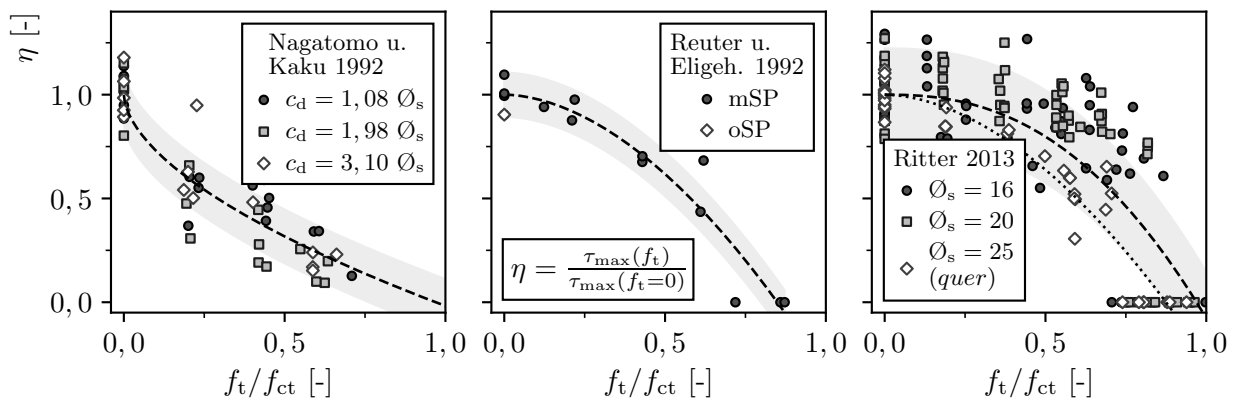


Abbildung 2.29: Einfluss von Querzug f_t bezogen auf die Betonzugfestigkeit f_{ct} ($f_c \approx 20$ bis 50 N/mm^2 , $\varnothing_s = 14$ bis 25 mm , $l_b \approx 2$ bis $8 \varnothing_s$, $c_d \approx 1$ bis $5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Reuter u. Eligehausen 1992; Nagatomo u. Kaku 1992; Ritter 2013]

NAGATOMO UND KAKU untersuchten auch den Einfluss der Betondeckung auf das Verbundverhalten bei Querzug. Im Unterschied zum Querdruck konnte kein signifikanter Einfluss der Betondeckung festgestellt werden. RITTER beobachtete in ihren Untersuchungen zur Querzugbeanspruchung, dass ähnlich wie bei der Querdruckbeanspruchung, die Orientierung der Stäbe einen Einfluss auf das Verbundverhalten haben könnte. Bei den Versuchen mit Stabdurchmesser 25 mm wählte sie eine Orientierung der Rippen quer zur Querzugspannungsrichtung, während bei den übrigen Untersuchungen eine Orientierung der Rippen in Querzugspannungsrichtung gewählt wurde. Bei den Versuchen mit Stabdurchmesser 25 mm wurde dabei ein deutlich stärkerer Einfluss der Querzugbeanspruchung beobachtet, was sich in einer flacheren Interaktionskurve zeigt. Aufgrund fehlender Referenzversuche mit Stabdurchmesser 25 mm und einer Orientierung in Querzugspannungsrichtung konnte jedoch nicht abschließend geklärt werden, ob dieser Einfluss tatsächlich auf die Staborientierung oder auf den Einfluss des Stabdurchmessers zurückzuführen ist.

In den meisten Modellen und Bemessungsgleichungen wird der Einfluss von Querzug auf das Verbundverhalten nicht explizit behandelt. DIN EN 1992-1-1 erwähnt lediglich, dass im Bereich von Übergreifungsstößen eine Querbewehrung zur Aufnahme der Querzugkräfte erforderlich ist. Es ist davon auszugehen, dass auch bei äußerem Querzug eine solche Querbewehrung konstruktiv zu berücksichtigen ist. Lediglich fib Model Code 2010 gibt einen Ansatz zur Abminderung der Verbundfestigkeit infolge Querzug. Dabei ist die Verbundfestigkeit um den Verhältniswert η zu reduzieren:

$$\eta = 1 - \frac{0,3 \cdot f_t}{f_{ctm}} \quad (2.16)$$

Rückstellkräfte aus Stabkrümmung

Bei Biegebeanspruchung wird das Stahlbetonbauteil gekrümmt. Die Biegesteifigkeit der Bewehrung bzw. die Umlenkkräfte des belasteten Stabendes führen bei Übergreifungsstößen zu zusätzlichen Rückstellkräften, die auf die Betondeckung einwirken [Betzle 1981; Mainz 1993; Schoening 2018]. Insbesondere bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung, wie z. B. Deckenplatten, kann dieser Effekt zu einem vorzeitigen Versagen des Übergreifungsstoßes durch Abplatzen der Betondeckung führen. Dagegen kann eine geschlossene, bügelförmige Querbewehrung ein solches Abplatzen der Betondeckung verhindern oder zumindest verzögern (Abb. 2.21). Der Effekt wird in der Literatur als *selbstinduzierte Querkraft* [Mainz 1993] oder als *Absprengen der Betondeckung* (engl. *bursting effect*) [Schoening 2018] bezeichnet. Die Wirkungsweise ähnelt dem Prinzip der Dübelwirkung infolge Querkraft, nur dass diese Querkraft als Reaktionskraft durch eine Krümmung hervorgerufen wird [s. a. Jimenez et al. 1979; Hamadi u. Regan 1980; Vintzēleou u. Tassios 1986] (Abb. 2.30).

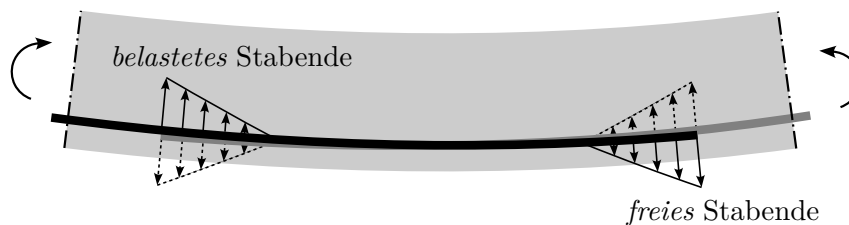


Abbildung 2.30: Beanspruchung des Betons durch den Biege widerstand des freien Stabendes bzw. durch die Rückstellkräfte des belasteten Stabendes nach [Betzle 1981]

Obwohl ein Abplatzen der Betondeckung aus Versuchen an Übergreifungsstößen und aus Versuchen zur Bestimmung der Dübelwirkung hinreichend bekannt ist, sind kaum rechnerische Ansätze vorhanden, die ein solches Verhalten auf die reduzierte Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen erfassen. SCHOENING sieht eine Analogie zum gleichbelasteten Kragträger, wobei eine Anlehnung an die Erkenntnisse zur Dübelwirkung z. B. nach VINTZĒLEOU UND TASSIOS sinnvoller erscheint [Vintzēleou u. Tassios 1986].

Belastungsgeschwindigkeit

Sowohl die Druckfestigkeit als auch die Zugfestigkeit des Betons sind stark von der Belastungsgeschwindigkeit bzw. der Dehnungsrate abhängig [z. B. Curbach 1987; Bischoff u. Perry 1991; Bachmann 1993; Zheng et al. 1999; Lin 2005]. Abbildung 2.31 zeigt den Anstieg der Betondruckfestigkeit und der Betonzugfestigkeit mit zunehmender Dehnungsrate. Grau unterlegt ist jener Bereich der Dehnungsraten, der nach den RILEM-Empfehlungen [RILEM 1994] für Verbundversuche gefordert wird. Für die Betondruckfestigkeit ist bei niedrigen Dehnungsraten kein westlicher Einfluss zu erkennen. Im Vergleich zur Betondruckfestigkeit ist der Einfluss der Dehnungsrate auf die Betonzugfestigkeit etwas größer. So nimmt die Betonzugfestigkeit bereits bei geringen Dehnungsraten etwas zu.

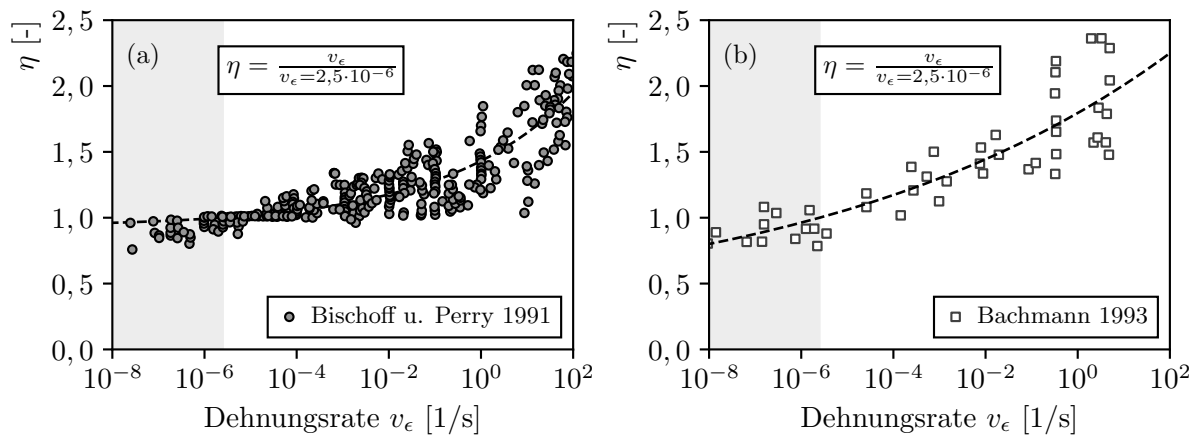


Abbildung 2.31: Zunahme der (a) Betondruckfestigkeit und (b) Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dehnungsgeschwindigkeit; Messdaten aus [Bischoff u. Perry 1991; Bachmann 1993]

Die mechanischen Eigenschaften von Betonstahl bei hohen Dehnungsraten sind relativ gut bekannt. Zahlreiche experimentelle Untersuchungen [z.B. McHenry u. Shideler 1956; Hammer u. Dill 1958; Hjorth 1976; Ammann et al. 1982; Böttcher et al. 2003; Minuth-Hadi 2018; Fischer et al. 2019a] zeigten, dass die mechanischen Eigenschaften von Betonstahl im elastischen Bereich der Spannungs-Dehnungs-Kurve praktisch unabhängig von der Dehnungsrate sind. Im plastischen Bereich konnte sowohl für Bau- als auch für Betonstahl bei sehr hohen Dehnungsraten eine Zunahme der Streckgrenze um mehr als 30 % und eine Zunahme der Bruchlast um bis zu 10 % beobachtet werden [Hjorth 1976; Ammann et al. 1982; Böttcher et al. 2003]. Die Autoren führen dies vor allem auf die Trägheit der kristallinen Struktur des Stahls zurück. Die Zahl an Versetzungen und Behinderungen von Kristalliten ist demnach umso größer, je schneller eine plastische Verformung verläuft [Curione 1958; Fischer 1966]. Bei kaltumformten Spannstählen und Litzen waren die Zunahme der mechanischen Festigkeitswerte bei hohen Dehnungsraten deutlich geringer als bei Betonstahl [Ammann et al. 1982; Fischer et al. 2019a]. Beispielsweise ergaben Untersuchungen von FISCHER ET AL. an Spannstahlilitzen der Güte St 1660/1860 einen Anstieg der Streckgrenze von nur 1,6 % und der Zugfestigkeit von 1,3 %. Mit zunehmendem Kaltumformungsgrad des Stahls nimmt der Einfluss der Dehnungsgeschwindigkeit ab [Fischer et al. 2019a].

Da die Belastungsgeschwindigkeit sowohl die Festigkeit des Betons als auch die des Stahls beeinflusst, hat sie auch einen erheblichen Einfluss auf die Verbundfestigkeit (Abb. 2.32). PASCHEN und HJORTH führten Auszieh- und Biegehaftversuche durch, um den Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit zu bestimmen [Paschen et al. 1974; Hjorth 1976]. Während die Verbundfestigkeit bei glatten Stäben weitestgehend unabhängig von der Belastungsgeschwindigkeit war, stellten sie bei profilierten Stäben einen signifikanten Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit fest. Die Verbundfestigkeit blieb dabei bis zu einer hohen Belastungsgeschwindigkeit von $100 \text{ N/mm}^2 \text{ s}^{-1}$ (Dehngeschwindigkeit $v_\epsilon \approx 5 \cdot 10^{-4}$) weitgehend konstant. Bei höheren Belastungsgeschwindigkeiten stieg die Verbundfestigkeit sprunghaft an [Paschen et al. 1974; Hjorth 1976]. MARTIN UND NOAKOWSKI führten Ausziehversuche mit verschiedenen Typen profilierter Bewehrungsstäbe durch. Für normale Profilierungen ($f_R \approx$

0,07 bis 0,09) fanden sie bei einer Belastungsgeschwindigkeit zwischen $0,005$ bis $0,5 \text{ N/mm}^2 \text{ s}^{-1}$ (Dehnungsgeschwindigkeit $v_\epsilon \approx 2,5 \cdot 10^{-6}$ bis $2,5 \cdot 10^{-8} \text{ 1/s}$) keinen signifikanten Einfluss. Die Autoren nehmen an, dass der Einfluss der Belastungsgeschwindigkeit auf die Verbundfestigkeit eng mit dem Einfluss der Betondruckfestigkeit verknüpft ist [Paschen et al. 1974]. In Abbildung 2.31 (a) ist ab einer Dehnungsrate von ca. 10^{-3} 1/s ebenfalls ein zunehmender Einfluss der Dehnungsgeschwindigkeit zu verzeichnen. Daher sollten in Verbunduntersuchungen kleine Belastungsgeschwindigkeiten verwendet werden, um jegliche Auswirkung der Belastungsgeschwindigkeit auf den Verbund auszuschließen [Martin u. Noakowski 1981]. RILEM-Empfehlungen [RILEM 1994] und DIN EN 10080 [DIN EN 10080] fordern eine konstante Belastungsrate von nicht mehr als 0,5-fachen des Durchmessers in N/s (Gl. 2.17). Bezieht man dies auf den Stahlquerschnitt so ergibt sich eine Belastungsgeschwindigkeit von nicht mehr als $0,64 \text{ N/mm}^2 \text{ s}^{-1}$ (Gl. 2.18). Dies entspricht einer Dehnungsrate von $3,25 \cdot 10^{-6} \text{ 1/s}$. In Abbildung 2.31 und Abbildung 2.32 ist der in den RILEM-Empfehlungen geforderte Bereich grau Bereich unterlegt.

$$v = 0,5 \cdot \varnothing_s^2 \text{ [N/s]} \quad (\varnothing_s \text{ in mm}) \quad (2.17)$$

$$v_\sigma = 0,5 \cdot \frac{\varnothing_s^2 \cdot 4}{\pi \cdot \varnothing_s^2} = 0,64 \text{ [N/mm}^2 \text{ s}^{-1}] \quad (2.18)$$

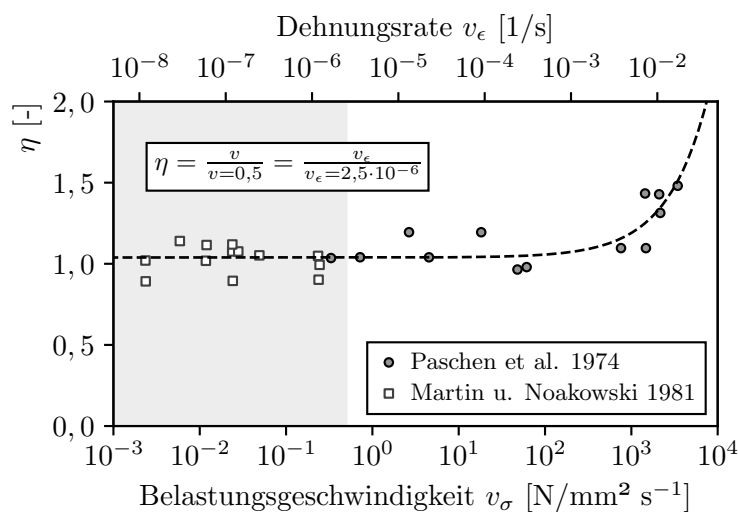


Abbildung 2.32: Zunahme der Verbundfestigkeit in in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit; Messdaten aus [Paschen et al. 1974; Martin u. Noakowski 1981]

Ermüdungs- und Dauerstandfestigkeit

Das Verbundverhalten unter Ermüdung und Langzeitbeanspruchung wurde in der Vergangenheit in zahlreichen Studien untersucht und ist auch heute noch Gegenstand intensiver Forschungsaktivität [Z. B. Sippel 2003; Lindorf 2011; Lemcherreq et al. 2022; Tonidis u. Shama 2022; Zanuy 2022; Lemcherreq 2023]. Die Ermüdungs- und Dauerstandfestigkeit von Stahlbeton wird durch die beteiligten Werkstoffe und deren Verbundeigenschaften bestimmt. Bei der Bemessung von Tragwerken

aus Stahlbeton werden bisher die Ermüdungsnachweise für den Betonstahl und den Beton getrennt geführt. Ein Nachweis der Ermüdungsfestigkeit des Verbundes wird weder in der bisherigen Normung DIN EN 1992-1-1 noch im neuen Normentwurf FprEN 1992-1-1 gefordert. Diese Arbeit befasst sich insbesondere mit den Erkenntnissen zum Verbundverhalten unter statischer und ruhender Belastung. Dennoch soll das Verbundverhalten bei Ermüdungs- und Langzeitbeanspruchung in seinen Grundzügen erläutert werden. Dazu wird das Modell aus fib Model Code 1990 bzw. fib Model Code 2010 und ein modifizierter Ansatz von SIPPEL [Sippel 2003] skizziert.

Die Ermüdungsfestigkeit und die Dauerstandsfestigkeit basieren auf dem gleichen Verbundkriechmodell. Unter nicht ruhender Belastung (Zugschwellbereich) tritt bei konstanter Schwingbreite eine von der Anzahl der Lastzyklen abhängige Verschiebungszunahme auf. Der Verlauf der Verschiebungen entspricht im Prinzip dem zeitabhängigen Verlauf bei Langzeitbeanspruchung. Die Kriechverformungen werden in fib Model Code 2010 durch Isochronenkurven für den aufsteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschrieben. Der Schlupf $s_{n,t}$ bei ständiger oder wiederkehrender Belastung wird durch Gleichung 2.19 beschrieben. Die Verschiebungszunahme für die Ermüdungsfestigkeit und Dauerstandsfestigkeit wird durch die Konstanten k_n (Gl. 2.20) und k_t (Gl. 2.21) bestimmt. Die Form der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im Nachbruchbereich bleibt unverändert.

$$s_{n,t} = s \cdot (1 + k_{n,t}) \quad (2.19)$$

$$k_n = (1 + n)^{0,107} - 1 \quad (\text{für } n \text{ Lastzyklen}) \quad (2.20)$$

$$k_t = (1 + t)^{0,080} - 1 \quad (\text{für } t \text{ in Stunden}) \quad (2.21)$$

In Abbildung 2.33 ist die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Ermüdungs- und Langzeitbeanspruchung dargestellt. Durch Streckung der Kurve erhält man die gestrichelten Isochrone. Dabei ergibt sich ein gewisser Widerspruch, da bei großen Verschiebungen die aktivierbare Verbundspannung bei nicht ruhender oder lang andauernder Belastung sogar größer ist als bei kurzzeitiger Belastung. Da bei großen Verschiebungen jedoch plastische Verformungen und Schädigungen des Betons auftreten, ist eine solche Erhöhung der Verbundspannung bei großen Verschiebungen unwahrscheinlich [Sippel 2003]. SIPPEL empfiehlt hierzu einen modifizierten Ansatz des Verbundkriechmodells. Die Isochrone bei Ermüdungs- und Langzeitbeanspruchung werden „abgeschnitten“ und folgen im Bereich des Nachbruchverhaltens der ursprünglichen Hüllkurve für Kurzzeitbelastung. In Abbildung 2.33 ist das modifizierte Modell für das Verbundverhalten bei Ermüdungs- und Langzeitbeanspruchung schematisch dargestellt.

Weitere Einflussgrößen

Weitere Einflüsse auf den Verbund sind Beanspruchungen durch Schwinden, Temperatur oder Brand. Das Schwinden des Betons kann zu Vorschädigungen und Rissen in der Betonmatrix führen, die das Verbundverhalten ungünstig beeinflussen können. Äußere Zwangsspannungen in

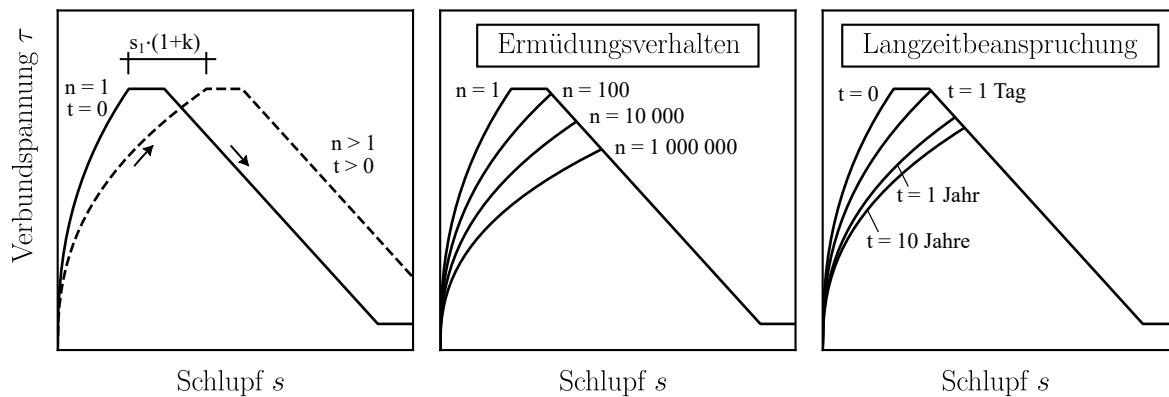


Abbildung 2.33: Schematische Darstellung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Ermüdungs- und Dauerstandsfestigkeit nach [fib Model Code 1990; fib Model Code 2010] und dem modifizierten Modell nach [Sippel 2003]

Form von Temperaturbeanspruchungen führen ebenfalls zu einer möglichen Rissbildung im Beton. Hohe Temperaturen zerstören die festigkeitsbildenden Calciumsilikathydrate (CSH-Phasen) [z. B. Huismann 2010], wodurch der Beton an Festigkeit verliert und in seinen Verbundeigenschaften beeinträchtigt wird. Zudem kann es aufgrund des erhöhten Porendrucks zu explosionsartigen Abplatzungen des Betons kommen. Mit zunehmender Temperatur und Brandeinwirkungsdauer nimmt die Verbundfestigkeit damit massiv ab [z. B. Das et al. 2022; Gambarova u. Muciaccia 2022; Lakhani et al. 2022].

2.2.7 Rissbildung und lokale Effekte

Längsrissbreite

Überschreiten die quer zum belasteten Stab wirkenden Zugspannungen die Betonzugfestigkeit, kommt es zur Bildung von Rissen entlang des Stabes. Diese Querspannungen entstehen hauptsächlich durch die kegelförmige Lasteinleitung der Verbundspannungen in den Beton und überlagern sich mit den äußeren Querspannungen. In der Literatur finden sich einige Untersuchungen zum Einfluss der Längsrissbreite auf den Verbund. IDDA, SIMONS, LINDORF, MAHREHOLTZ und BRANTSCHEN führten Ausziehversuche an gerissenen Betonkörpern durch [Idda 1999; Simons 2007; Lindorf 2011; Mahrenholtz 2012; Brantschen 2016]. Dabei wurde mit Hilfe einer durchgehenden Querbewehrung die Längsrissbreite eingestellt und der dazu senkrechte Bewehrungsstab anschließend belastet. Mit zunehmender Rissbreite nehmen die übertragbaren Verbundspannungen ab (Abb. 2.34 (a)). Außerdem verringert sich die Verbundsteifigkeit [Lindorf 2011].

BRANTSCHEN entwickelte ein Modell zur Quantifizierung des Einflusses der Rissbreite w auf die maximal übertragbare Verbundspannung τ_{\max} [Brantschen 2016]. Grundlage ist das Modell der Rissverzahnung (engl. *aggregate interlock*) nach WALRAVEN [Walraven 1981], wobei die Verbundübertragung in Analogie zur Rissverzahnung verstanden wird (Abb. 2.35). Im ungerissenen Zustand (Abb. 2.35,

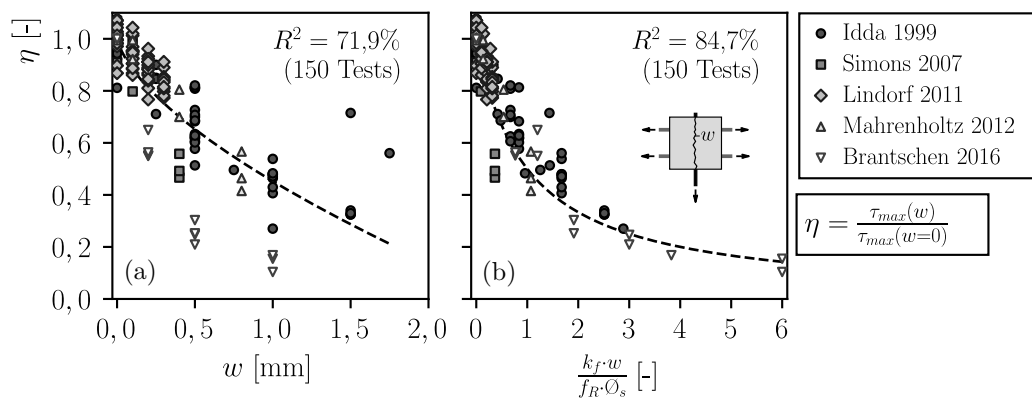


Abbildung 2.34: (a) Untersuchungen zum Einfluss der Rissbreite w und (b) Modell nach Brantschen, Messdaten aus [Idda 1999; Simons 2007; Lindorf 2011; Mahrenholtz 2012; Brantschen 2016]

Zustand A) wirkt die gesamte Aufstandsfläche $A_{c,0}$ der Rippe auf den Beton. Vereinfachend wird eine idealisierte Rippengeometrie als Kreisring angenommen. Mit zunehmender Rissöffnung verringert sich die Aufstandsfläche der Betonstahlrippen, so dass nur noch der Teilbereich A_c der Rippenfläche auf dem Beton aufliegt (Abb. 2.35, Zustand B). Mit zunehmender Rissöffnung hat die Rippe ab einer Grenzzrissbreite keinen Kontakt mehr zum umgebenden Beton, so dass keine Verbundkräfte mehr eingeleitet werden können (Abb. 2.35, Zustand C). BRANTSCHEN nimmt an, dass die übertragbare Verbundspannung proportional zur wirksamen Aufstandsfläche ist. Die Modellgleichung wurde trotz des mechanischen Hintergrunds weitgehend empirisch ermittelt. So führt BRANTSCHEN einen Proportionalitätsfaktor k_f ein, um unterschiedliche Rippengeometrien zu berücksichtigen. Der Faktor k_f ist abhängig von der Anzahl der Rippenreihen n_R , da beobachtet wurde, dass bei Versuchen mit gerichtetem Betonstahl aus Ringen (4 Rippenreihen) ein deutlich größerer Effekt der Längsrissbreite auftrat als bei Versuchen mit Betonstabstahl (2 Rippenreihen). Generell stellt sich jedoch die Frage, ob bei Betonstahl aus Ringen nicht andere Faktoren, wie z. B. die veränderte Rippengeometrie, das entscheidende Kriterium sind. Weiterhin nimmt BRANTSCHEN in seinem Modell an, dass der Rippenabstand c proportional zum Stabdurchmesser ist und die idealisierte Rippenhöhe h_R sich weitgehend im Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_R widerspiegelt. Daraus ergibt sich folgender Zusammenhang:

$$\frac{A_c}{A_{c,0}} \sim \frac{\tau_{\max}(w)}{\tau_{\max}(w=0)} = \frac{1}{1 + \frac{k_f}{f_R} \cdot \frac{w}{\varnothing_s}} \quad (2.22)$$

$$\text{wobei } k_f \approx 0,75 \cdot n_R \quad (2.23)$$

In Abbildung 2.34 sind Ausziehversuche aus der Literatur in Abhängigkeit von der Längsrissbreite w (Abb. 2.34 (a)) und dem Modell nach BRANTSCHEN (Abb. 2.34 (b)) dargestellt. Trotz der vielen Vereinfachungen und pauschalen Annahmen kann mit dem Modell nach BRANTSCHEN der Einfluss der Längsrissbreite in den dargestellten Versuchen relativ genau beschrieben werden.

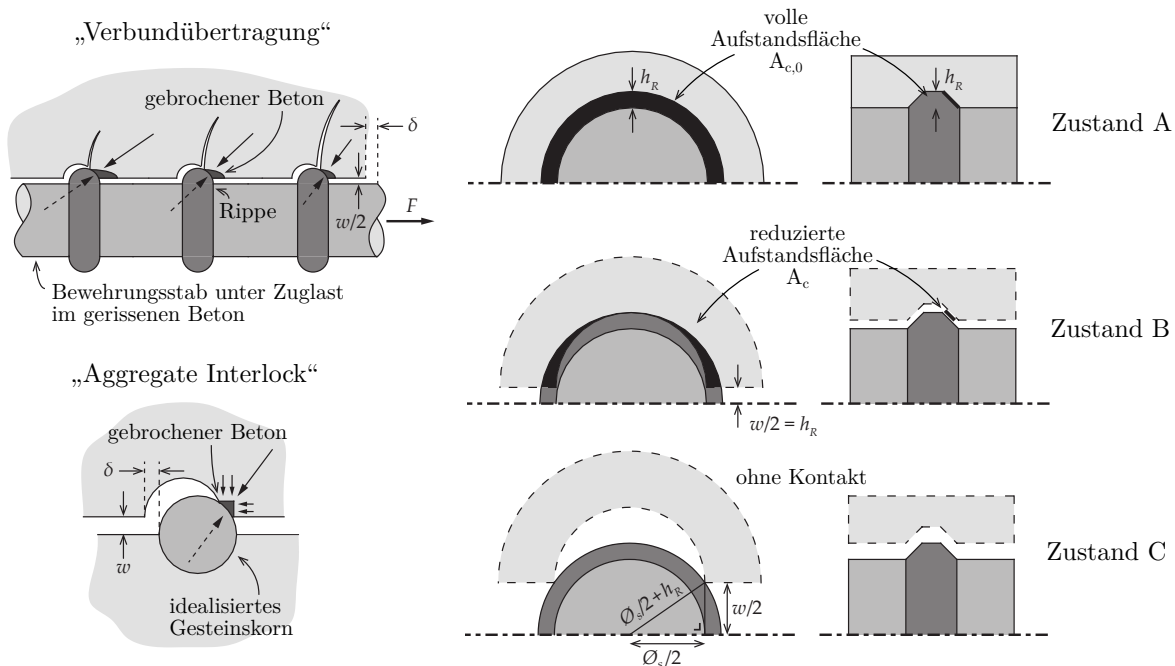


Abbildung 2.35: Modell zur Ermittlung der übertragbaren Verbundspannung bei sich öffnenden Längsrissen in Analogie zum Modell der Rissverzahnung; entnommen und modifiziert aus [Brantschen et al. 2016]

Lokales Verbundverhalten in Rissnähe

In einem Riss verliert die Betonmatrix ihre gesamte Zugfestigkeit und die Zugspannung muss allein von der Betonstahlbewehrung aufgenommen werden. Die im Bauteil auftretenden Biege- und Schubrisse verhindern eine direkte Lastausbreitung der Verbundkräfte. In der Nähe solcher Primärrisse verringert eine lokale Ablösung des Betons sowie ein möglicher teilweiser Betonausbruch die Übertragung größerer Verbundspannungen (Abb. 2.36 (a)). Dies wird in der Literatur häufig als *lokales* oder *ortsabhängiges* Verbundverhalten in Rissnähe bezeichnet [Ritter 2013; Corres u. Muttoni 2022].

WATSTEIN zeigte erstmals das lokal veränderliche Verbundverhalten von Rippenstählen in experimentellen Untersuchungen an Ausziehversuchen mit unterschiedlichen Verbundlängen [Watstein 1947]. Die Stahldehnungen wurden dabei mit auf der Bewehrung applizierten Dehnmessstreifen gemessen. Es zeigte sich ein lokal verändertes Verbundverhalten in Richtung des belasteten Stabendes, an dem geringere Verbundspannungen übertragen wurden. Weitere Untersuchungen mit Dehnkörperversuchen und Ausziehversuchen folgten unter anderem durch NILSON, SHIMA ET AL. und KANKAM [Nilson 1972; Shima et al. 1987; Kankam 1997]. Die meisten Versuche ergaben eine lokal veränderliche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bis zu einem Abstand von etwa dem 5-fachen bis 10-fachen Stabdurchmesser vom belasteten Stabende. Danach war die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung weitestgehend ortsunabhängig (Abb. 2.36 (b)).

KRELLER entwickelte ein Verbundmodell, das ein lokales Verbundverhalten in Rissnähe berücksichtigt. Dabei wird bis zum 5-fachen Stababstand zu einem Querriss ein lokal reduziertes Verbundverhalten

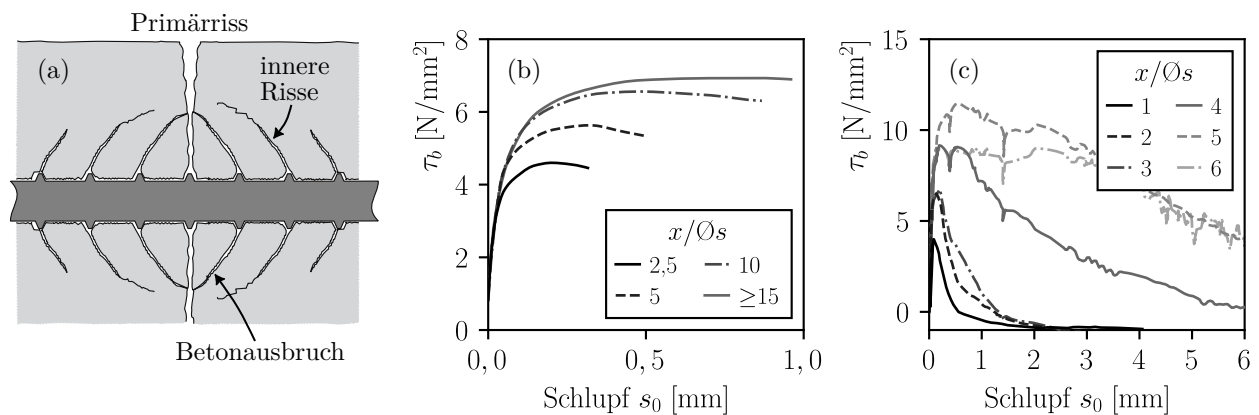


Abbildung 2.36: Lokales Verbundverhalten in Rissnähe: (a) Schematische Darstellung der Verbundschwächung in der Nähe zum Querriss; entnommen und modifiziert aus [Zilch u. Zehetmaier 2010] und (b) Einfluss des Abstands vom Querriss bzw. belasteten Stabende bei Dehnkörperversuchen; Messdaten aus [Shima et al. 1987] und (c) Ausziehversuchen; Messdaten aus [Corres u. Muttoni 2022]

angenommen [Kreller 1989]. Das Modell basiert weitestgehend auf den experimentellen Untersuchungen mit konsolenförmigen Ausziehversuchen von ELIGEHAUSEN ET AL. [Eligehausen et al. 1989]. Fib Model Code 2010 [fib Model Code 2010] berücksichtigt ebenfalls eine lokale Verbundschwächung in Rissnähe. Für Bereiche des Bewehrungsstabes, die sich in einem Abstand von $x < 2\varnothing_s$ vom Riss befinden, ist die Verbundspannung um den Faktor λ_{lokal} zu reduzieren:

$$\lambda_{\text{lokal}} = 0,5 \cdot x/\varnothing_s \leq 1 \quad (2.24)$$

Weiterhin führten CORRES UND MUTTONI Ausziehversuche durch, bei denen aus quasikontinuierlicher faseroptischer Dehnungsmessung in verschiedenen Stababständen vom belasteten Stabende die lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ermittelt wurden (Abb. 2.36 (c)). Die Untersuchungen zeigten ebenfalls, dass ab einem Stababstand vom belasteten Stabende vom 4 bis 5-fachen des Durchmessers die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung weitestgehend ortsunabhängig ist.

2.2.8 Zusammenfassung

Das Verbundverhalten zwischen Betonstahlbewehrung und Beton wird durch eine Vielzahl von Einflüssen und Parametern bestimmt. Im Rahmen dieser Arbeit wurde ein umfassender Überblick über wesentliche Einflussfaktoren gegeben. Diese werden nachfolgend zusammengefasst:

- *Probekörperform*: Unterschiedliche Probekörperformen führen zu unterschiedlichen Beobachtungen und Bewertungen der Einflüsse auf den Betonstahlverbund. Bei Ausziehversuchen oder Beam-End Tests werden größere Verbundspannungen ermittelt als z. B. bei Balkenversuchen. Es ist zu beachten, dass die Art des Verbundversagens einen entscheidenden Einfluss auf das Verbundverhalten hat und diese maßgeblich von der Probekörperform abhängt. Die Bewertung

der Einflüsse auf den Verbund ist immer vor dem Hintergrund der Art des Verbundversagens zu beurteilen.

- *Oberflächengestalt*: Der Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundfestigkeit ist bei Versuchen mit Spaltversagen wesentlich geringer als bei Versuchen mit Ausziehversagen. Je stärker die Betonkonsolen zwischen den Rippen beansprucht werden, desto größer ist der Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundfestigkeit. Die Oberflächenrauheit ist für den Verbund gerippter Betonstahlbewehrung von untergeordneter Bedeutung.
- *Stabdurchmesser*: Der Stabdurchmesser beeinflusst die Verbundfestigkeit und -steifigkeit. Das Verhältnis von Mantelfläche zu Stahlquerschnitt nimmt mit steigendem Stabdurchmesser ab. Größere Stabdurchmesser weisen eine geringere Verbundfestigkeit und Verbundsteifigkeit auf. Bei der Beurteilung des Einflusses des Stabdurchmessers ist auch zu berücksichtigen, dass die Verbundlänge und die Betondeckung üblicherweise auf den Stabdurchmesser bezogen werden.
- *Mechanische Eigenschaften der Bewehrung*: Aufgrund der nichtlinearen Verteilung der Verbundspannungen führt eine Verdoppelung der Verbundlänge nicht zu einer Verdoppelung der Stahlzugkraft. Die Skalierung der nutzbaren Stahlspannungen z. B. für hochfeste Bewehrung ist nicht uneingeschränkt möglich. Aufgrund der ausgeprägten Fließgrenze kann die gegenüber der Streckgrenze höhere Zugfestigkeit der Bewehrungsstähle beim Verbund nicht genutzt werden. Ein niedriger Elastizitätsmodul führt zu größeren Rissbreiten und einer geringeren Verbundfestigkeit. Dies betrifft insbesondere den Einsatz nichtmetallischer Bewehrung mit niedrigem Elastizitätsmodul.
- *Betonfestigkeit*: Die Betonfestigkeit bestimmt in besonderem Maße das Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung. Als wesentliche Einflussgröße zur Beschreibung des Verbundverhaltens ist die Betonzugfestigkeit der Betondruckfestigkeit vorzuziehen. Viele Autoren berichten in Untersuchungen über ein annähernd proportionales Verhalten von Verbundfestigkeit und Betonzugfestigkeit.
- *Betonalter*: Der Einfluss des Betonalters auf die Verbundfestigkeit resultiert im Wesentlichen aus der unterschiedlichen Festigkeitsentwicklung der Druck- und Zugfestigkeit des Betons. Wird die Verbundspannung auf die Betonzugfestigkeit bezogen, so ist die bezogene Verbundfestigkeit weitgehend unabhängig vom Betonalter.
- *Betonzusammensetzung*: Der Einfluss der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten ist bei ausreichender Sedimentationsstabilität des Betons und üblichen Sieblinien vernachlässigbar. Hinsichtlich der Betonzusammensetzung sind neben den üblichen Anforderungen an Konsistenz, Rheologie, Sedimentationsstabilität, Verdichtbarkeit, Verarbeitbarkeit und Einbaufähigkeit sowie allgemein an eine geeignete Betonqualität, Dauerhaftigkeit und Einhaltung der Expositionsklassen keine besonderen Maßnahmen zu treffen.
- *Betondeckung*: Als Nennwert der Betondeckung c_d wird das Minimum aus horizontaler und vertikaler Betondeckung c_x bzw. c_y sowie dem halben Stababstand c_s angenommen. Bei großen

Betonüberdeckungen wurde in Auszieh- und Spleißversuchen beobachtet, dass nicht mehr ein Spaltversagen, sondern ein Ausziehversagen auftritt. Aus Untersuchungen an Balkenversuchen ist ein solches Versagen nicht bekannt, so dass für die Bemessung immer vom ungünstigen Spaltversagen auszugehen ist.

- *Querbewehrung*: Der günstige Einfluss der Querbewehrung ist bei Ausziehversuchen stärker ausgeprägt als bei Balkenversuchen. Allerdings verhindert eine bügelartige Querbewehrung das Abklappen von Übergreifungsstößen in Bereichen hoher Bauteilkrümmung.
- *Verbundlänge*: Entlang der Verbundlänge sind die Verbundspannungen nicht gleichmäßig verteilt. Die veränderliche Last-Schlupf-Charakteristik führt dazu, dass bei kurzen Verbundlängen eine um ein Vielfaches höhere mittlere Verbundspannung übertragen werden kann als bei langen Verbundlängen, obwohl das lokale Verbundspannungmaximum identisch ist. Die Berücksichtigung der Verbundlänge als wesentlicher Einflussparameter ist eine der entscheidenden Neuerungen im Bemessungsansatz von FprEN 1992-1-1 gegenüber DIN EN 1992-1-1.
- *Stablage beim Betonieren*: Für den Verbund ist entscheidend, ob die Bewehrungsstäbe beim Betonieren horizontal oder vertikal liegen und wie hoch sie über dem Schalungsboden angeordnet sind. Unter waagrecht liegenden Bewehrungsstäben bilden sich durch Sedimentation von Feststoffen Hohlräume, die als mäßiger Verbund bezeichnet werden. Der Einfluss solcher Hohlräume auf die Verbundfestigkeit ist bei Ausziehversuchen um ein Vielfaches größer als bei Balkenversuchen. In der Praxis ist bei mäßigen Verbundbedingungen mit einer Schwächung des Verbundes von bis zu 30 % zu rechnen.
- *Verbundfreie Vorlänge*: Die verbundfreie Vorlänge hat ihren Ursprung im Ausziehversuch, wird aber auch bei anderen Verbundversuchen angewendet, um den RILEM-Empfehlungen für Ausziehversuche möglichst nahe zu kommen. Eine verbundfreie Vorlänge hat einen erheblichen Einfluss auf das Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung. In Verbundversuchen wurde eine um ein Vielfaches höhere Verbundfestigkeit bei Anordnung einer verbundfreien Vorlänge festgestellt. Obwohl der große Einfluss einer verbundfreien Vorlänge auf die Verbundtragwirkung sowohl mechanisch begründet als auch experimentell nachgewiesen ist, wird er in vielen Untersuchungen bei der Interpretation der Ergebnisse häufig nicht berücksichtigt.
- *Querdruck und Querkzug*: Querdruck wirkt sich günstig auf das Verbundtragverhalten aus, während Querkzug die Verbundfestigkeit vermindert. In einigen Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass der Einfluss des Querdrucks zusätzlich durch die Betondeckung beeinflusst wird. Während der Querdruck ein entscheidender Parameter bei der Bemessung von Endverankerungen ist, wird der Einfluss von Querkzug auf das Verbundverhalten in den meisten Modellen und Bemessungsgleichungen nicht explizit behandelt.
- *Belastungsgeschwindigkeit*: Wie die Druckfestigkeit und die Zugfestigkeit des Betons hängt auch die Verbundfestigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit bzw. der Dehnrates ab. Bei Verbundversuchen sollten kleine Dehnrates verwendet werden, um Auswirkungen der Belastungsgeschwindigkeit auf das Verbundverhalten zu vermeiden.

- *Längsrissbreite*: Längsrisse entstehen, wenn die durch die konisch in den Beton eingeleiteten Verbundkräfte hervorgerufenen Ringzugspannungen und/oder äußeren Querspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten. Mit zunehmender Rissbreite nehmen die übertragbaren Verbundspannungen und die Verbundsteifigkeit ab.
- *Lokales Verbundverhalten*: Im Einflussbereich von Querrissen bildet sich eine Störzone aus, in der nur eine lokal reduzierte Verbundübertragung möglich ist. Die meisten Verbundversuche ergaben eine lokal veränderliche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bis zu einem Abstand von etwa dem 5- bis 10-fachen Stabdurchmesser vom Querriss. Danach war die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung weitestgehend ortsunabhängig.

2.3 Bemessungsrelevante Aspekte des Verbundes

Für die Konstruktion und Bemessung im Stahlbeton sind verschiedene Aspekte des Verbundes von zentraler Bedeutung. Für den Form- und Kraftschluss muss die Bewehrung ausreichend im Beton verankert sein und die Übergreifungsstöße müssen ausreichende Längen aufweisen. Die Begrenzung der Rissbreiten ist zwingend erforderlich, um die Betonstahlbewehrung vor korrosiven Einflüssen zu schützen und die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken aus Stahlbeton zu gewährleisten. Weiterhin ist die Zugversteifung bzw. das Mitwirken des Betons auf Zug (Tension Stiffening) von zentraler Bedeutung, da dieser Effekt die Verformungen und das Umlagerungsvermögen von Stahlbetonbauteilen maßgeblich beeinflusst. In den folgenden Abschnitten werden diese bemessungsrelevanten Aspekte des Verbundes näher erläutert.

2.3.1 Übergreifungsstöße und Verankerungen

Verankerung

Am Ende eines Bewehrungsstabes – unabhängig davon, ob es sich um einen zug- oder druckbeanspruchten, geraden oder gebogenen Stab handelt – muss die Kraft der Bewehrung im Beton verankert werden. Dies kann durch Verbund oder durch mechanische Hilfsmittel wie z. B. Haken oder Ankerplatten erfolgen. Die Verankerung von geraden Bewehrungsstäben durch Verbund ist in der Regel die einfachste und wirtschaftliche Ausführung [Zilch u. Zehetmaier 2010]. Die theoretische Verankerungslänge beginnt am Auflagerrand, während der tatsächliche Verbundbereich der Zugbewehrung am ersten Primärriss beginnt [DIN EN 1992-1-1; Schoening 2018]. Die Verankerung der Zugbewehrung kann auch gestaffelt erfolgen, wobei nach aktueller Normung bei Balken mindestens ein Viertel und bei Platten mindestens die Hälfte der Feldbewehrung konstruktiv über das Auflager geführt werden muss, um eine Teileinspannung am Auflager zu berücksichtigen [DIN EN 1992-1-1].

Für die Bemessung einer Verankerung ist die im Grenzzustand der Tragfähigkeit vorhandene Stahlspannung des Stabes am Beginn der Verankerungslänge maßgebend. Auf der sicheren Seite liegend sollte der Nachweis nach DIN EN 1992-1-1 mit der vollen im Bauteil wirkenden Stahlzugkraft

geführt werden. Dabei ergibt sich der Bemessungswert der Stahlspannung σ_{sd} aus der Streckgrenze des Stahls und dem Ausnutzungsgrad der Bewehrung (Gl. 2.25):

$$\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{A_{s,erf}}{A_{s,vorh}} \quad (2.25)$$

Ein genauer Nachweis der Verankerungslängen der Zuggurtbewehrung kann falls erforderlich über die Zugkraftdeckung aus der Interaktion von Moment, Querkraft und Normalkraft geführt werden [DIN EN 1992-1-1]. Der Nachweis der Zugkraftdeckung im GZT stellt sicher, dass in jedem Querschnitt die auftretende Zuggurtkraft von der vorhandenen Bewehrung aufgenommen werden kann [Fingerloos et al. 2020]. Bei großen erforderlichen Bewehrungsmengen kann es zweckmäßig sein, die Bewehrung entsprechend dem Verlauf der Zuggurtkraft zu staffeln. Der Nachweis der Verankerung von gestaffelten Bewehrungsabschnitten erfolgt ebenfalls über die Zugkraftdeckung. Bei der Ermittlung der Zugkraftdeckungslinie sind alle maßgebenden Lastfälle sowie eine eventuelle Momentenumlagerung zu berücksichtigen. Zusätzlich sind mögliche Verlegeungenauigkeiten der Bewehrung zu beachten [Fingerloos et al. 2020]. Die Zugkraftdeckungslinie ist schematisch in Abbildung 2.37 dargestellt. Die Tragfähigkeit der Stäbe innerhalb ihrer Verankerungslänge darf nach DIN EN 1992-1-1 unter Annahme eines linearen Kraftverlaufs berücksichtigt werden. Die Berechnung der Zuggurtkraft F_{sd} erfolgt nach Gleichung 2.26. Dabei ist α der Winkel der Querkraftbewehrung gegen die Bauteilachse und θ die in der Querkraftbemessung angenommene Neigung der Druckstreben. Der Hebelarm der inneren Kräfte darf vereinfachend zu $z \approx 0,9 \cdot d$ angenommen werden [Fingerloos et al. 2020]. Das sogenannte Versatzmaß a_1 (Abb. 2.37), welches die Interaktion von Moment und Querkraft durch Verschiebung der Momentenlinie um ein Maß a_1 berücksichtigt, ergibt sich aus Gleichung 2.27.

$$F_{sd} = \frac{M_{Ed}}{z} + N_{Ed} + \frac{V_{Ed}}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (2.26)$$

$$a_1 = \frac{z}{2} \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \quad (2.27)$$

Entsprechend der Zugkraftdeckung muss die zu verankernde Zugkraft F_{sd} rechnerisch mindestens die Zuggurtkraft aus der Interaktion von Moment, Querkraft und Normalkraft vor der Verankerungslänge abdecken. Die Bemessungsspannung σ_{sd} ergibt sich aus der Umformung von Gleichung 2.26, wobei das Moment M_{Ed} das Integral der Querkraft V_{Ed} über den Abstand vom Auflager, n die Anzahl der im Querschnitt wirkenden Bewehrungsstäbe und A_s die Querschnittsfläche eines Stabes ist. Die Begrenzung auf $V_{Ed}/2$ entspricht der Biegezugkraft bei einem maximal ansetzbaren Druckstrebenwinkel von $\theta = 45^\circ$. Die Verankerung gerader Stabenden am Endauflager und gestaffelter Bewehrung im Feld ist in Abbildung 2.38 dargestellt. Bei einer auflagernahen Einzellast sollte die am Endauflager zu verankernde Zugkraft nach DIN EN 1992-1-1 vereinfacht mit der gesamten Querkraft V_{Ed} im Auflager ermittelt werden. Alternativ sind Nachweise mit Stabwerksmodellen zulässig [Fingerloos et al. 2020].

$$\sigma_{sd} = \frac{V_{Ed} \cdot \left(\frac{\cot \theta}{2} + \frac{l_x}{z} \right)}{n \cdot A_s} \geq \frac{V_{Ed}/2}{n \cdot A_s} \quad (\text{mit } \alpha = 90, N_{Ed} = 0) \quad (2.28)$$

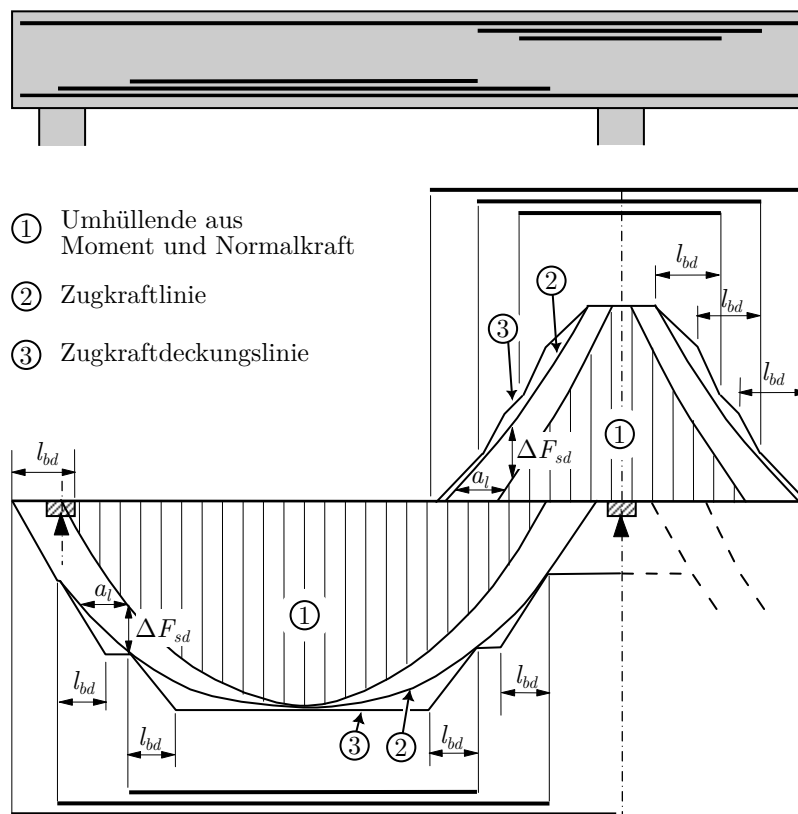


Abbildung 2.37: Zugkraftdeckung; entnommen und modifiziert aus [DIN EN 1992-1-1]

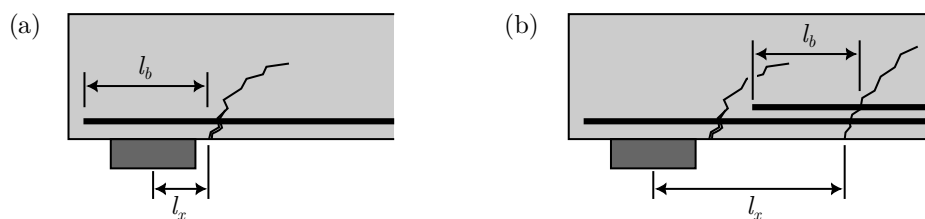


Abbildung 2.38: Verankerung von geraden Stabenden (a) am Endauflager und (b) mit gestaffelter Bewehrung

Wurde die maßgebende Zugkraft F_{sd} bzw. Zugspannung σ_{sd} ermittelt, so kann die Länge der Verankerung mit Hilfe von Bemessungsgleichungen aus den gängigen Regelwerken und Richtlinien bestimmt werden. Auf die Darstellung der Bemessung wird an dieser Stelle verzichtet und auf die entsprechenden Regelwerke inkl. Erläuterungen [z. B. DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; ACI 318-19] verwiesen. In allgemeiner Form ergibt sich die Verankerungslänge l_{bd} aus Umformung von Gl. 2.2 (Abschn. 2.1.3), wobei f_{bd} der Bemessungswert der Verbundfestigkeit ist.

$$l_{bd} = \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \cdot \frac{\sigma_s}{4} \quad (2.29)$$

Eine Bemessung kann unter Umständen auch durch eine analytische (siehe Abschn. 2.4.2) oder numerische Modellierung (siehe Abschn. 2.4.3) erfolgen.

Übergreifungsstoß

Stoßverbindungen von Bewehrungsstäben werden durch die abschnittsweise Herstellung von Betontragwerken oder durch die begrenzte Regellänge von Bewehrungsstäben erforderlich. Bewehrungsstäbe können z. B. durch Schweißen, mechanische Verbindungsmittel oder durch Übergreifung verbunden werden. Die Übergreifungslänge kann bei Zugstäben durch die Ausführung der Stabenden mit Haken, Schlaufen oder Kopfbolzen reduziert werden. Bei üblichen Bewehrungsgraden ist die Übergreifung von Bewehrungsstäben mit geraden Stabenden in der Regel die einfachste und wirtschaftlichste Ausführung [Zilch u. Zehetmaier 2010].

Übergreifungsstöße dürfen das Bauteilverhalten im GZG und GZT gegenüber einer durchgehenden Bewehrung nicht nachteilig beeinflussen [Rehm et al. 1979; Fingerloos et al. 2020]. Sie sind kraft- und formschlüssig auszubilden. Darüber hinaus sollten Übergreifungsstöße und insbesondere Vollstöße nicht in hochbeanspruchten Bereichen (z. B. Bereiche mit maximalem Biegemoment) liegen. Erfolgt die Schnittgrößenermittlung mit Verfahren nach der Plastizitätstheorie oder mit nichtlinearen Berechnungsverfahren, ist zudem eine Anordnung der Stöße in plastischen Zonen ausgeschlossen, da sonst die Rotationsfähigkeit erheblich eingeschränkt wird [Zilch u. Zehetmaier 2010].

Die Kraftübertragung bei Übergreifungsstößen erfolgt über den Beton zwischen den gestoßenen Stäben. Dabei werden Verbundkräfte nicht nur zwischen den Stäben übertragen, sondern auch über die Staboberflächen in den Beton eingeleitet (Abb. 2.39 (b)) [Burkhardt 2000]. Dies ist z. B. an der Bildung von inneren Rissen sowohl zwischen den Stäben als auch auf der stababgewandten Seite zu erkennen (Abb. 2.39 (a)). In einem Übergreifungsstoß wirken an den Betonstahlrippen die gleichen Kraftübertragungsmechanismen wie bei verankerten Bewehrungsstäben. Allerdings überlagern sich die räumlichen Spannungen der übergreifenden Stäbe zu einem räumlich komplexen System. Es existieren zahlreiche Modelle zur Beschreibung des Kraftflusses von Übergreifungsstößen. Weit verbreitet ist die Beschreibung durch lokale Fachwerke, die sich zwischen den übergreifenden Stäben ausbilden oder in den umgebenden Beton auffächern (Abb. 2.39 (c)). Die Darstellung kann allenfalls als Näherung für den globalen Kraftfluss verstanden werden, da unklar bleibt, welcher Betonquerschnitt den jeweiligen Druck- und Zugstreben zuzuordnen ist. TEPFERS entwickelte ein weiteres Modell (Abb. 2.39 (d)), bei dem die übertragenen Verbundspannungen in Analogie zum hydraulischen Druck betrachtet werden und die Verbundkräfte an einem idealisierten Rundstab flächig auf den Beton wirken [Tepfers 1973]. Daraus ergibt sich, dass die durch einen Übergreifungsstoß erzeugten Spaltkräfte doppelt so groß sind wie bei einer Verankerung und dass Übergreifungslängen größer als Verankerungslängen auszuführen sind. Im Gegensatz dazu wurden in Untersuchungen verschiedener Autoren [Orangun et al. 1977; Reynolds u. Beeby 1982; Zuo u. Darwin 2000b; Canbay u. Frosch 2005] keine derartigen Unterschiede zwischen Übergreifungsstößen und Verankerungen gefunden. Die Tatsache, dass die aktuellen europäischen und amerikanischen Normen [DIN EN 1992-1-1; ACI 318-19] für Übergreifungsstöße einen Vergrößerungsfaktor enthalten, während andere

Modelle wie z. B. fib Model Code 2010 keinen solchen Faktor vorsehen, zeigt, dass diese Problematik noch immer nicht abschließend geklärt ist.

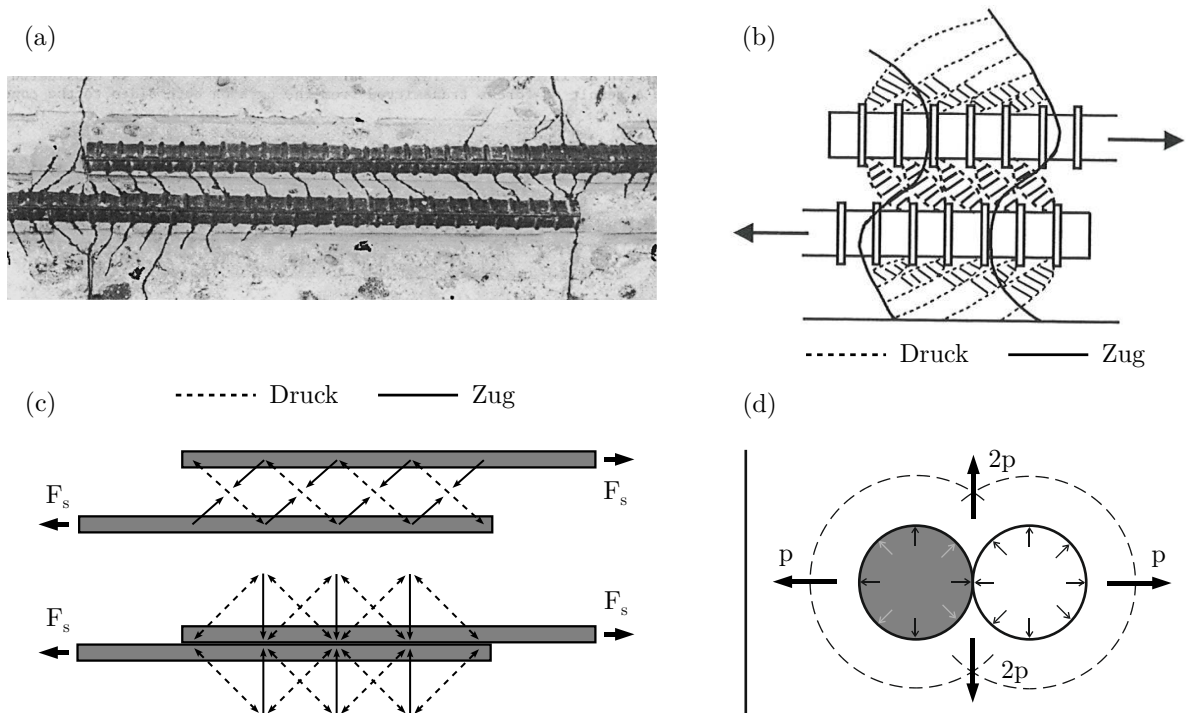


Abbildung 2.39: Übergreifung von geraden Stabenden: (a) Rissbildung am Übergreifungsstoß aus [Goto u. Otsuka 1979], (b) Modellvorstellung nach [Burkhardt 2000] und (c) daraus abgeleitete Fachwerkmodelle nach [Burkhardt 2000], (d) Druckmodell nach [Tepfers 1973]

Die Ausführung wirksamer Übergreifungsstöße erfordert eine Vielzahl konstruktiver Maßnahmen. Generell sollte versucht werden, die zu stoßenden Stäbe möglichst eng aneinander zu legen, um eine direkte Lasteinleitung zwischen den Stäben zu ermöglichen [Zilch u. Zehetmaier 2010]. Bei großen Stababständen verringert die schräge Lastausbreitung die effektive Übergreifungslänge, wobei sich nicht berührende übergreifende Stäbe mit einem Abstand von weniger als $4\varnothing_s$ in Untersuchungen von CAIRNS U. JONES nicht ungünstig auf die Verbundfestigkeit auswirkten [Cairns u. Jones 1995b]. Sofern der lichte Abstand zwischen den Stäben zu groß ist ($\geq 4\varnothing_s$ bzw. 50 mm), muss die Übergreifungslänge normativ um den Stababstand vergrößert werden [DIN EN 1992-1-1; FprEN 1992-1-1]. Die Beeinflussung benachbarter Stöße sollte durch einen Versatz in Bauteillängsrichtung und durch einen ausreichenden Abstand in Querrichtung ($\geq 2\varnothing_s$ bzw. 20 mm) ausgeschlossen bzw. verringert werden [DIN EN 1992-1-1; FprEN 1992-1-1]. Darüber hinaus kann die Tragfähigkeit und Duktilität durch die versetzte Anordnung der Übergreifungsstöße (Staffelung) deutlich erhöht werden, da durch die Staffelung eine Lastumlagerung zwischen gestoßenen und durchgehenden Stäben möglich ist [Hegger et al. 2022]. Nach DIN EN 1992-1-1 bzw. FprEN 1992-1-1 gelten Stöße als versetzt, wenn der Abstand der Stoßmitten größer dem 1,3-fachen der Übergreifungslänge entspricht. Die Anordnung von Übergreifungsstößen nach DIN EN 1992-1-1 bzw. FprEN 1992-1-1 ist in Abbildung 2.40 dargestellt.

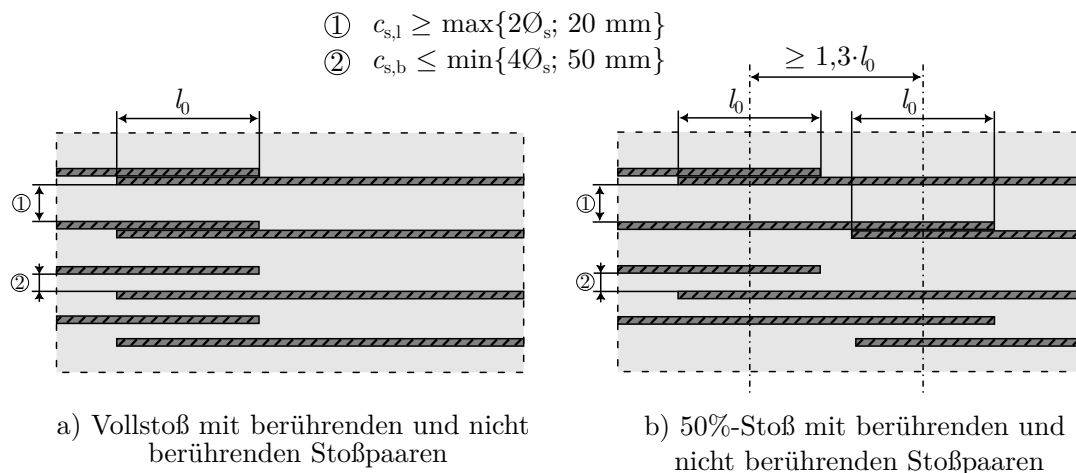


Abbildung 2.40: Anordnung von Übergreifungsstößen nach [DIN EN 1992-1-1; FprEN 1992-1-1]

Bei Übergreifungsstößen erzeugt die Biegesteifigkeit der Stabenden in gekrümmten Bauteilen zusätzliche Kräfte auf die Betondeckung (vgl. Abschn. 2.2.6 „Rückstellkräfte aus Stabkrümmung“). Ein Abklappen der Bewehrung und Abplatzen der Betondeckung ist insbesondere für Übergreifungsstöße ohne Querbewehrung typisch [Curbach et al. 2003]. Im Bereich von Übergreifungsstößen sollte dahingehend eine Querbewehrung angeordnet werden, welche die Stoßenden umfasst und bei Balken in der Druckzone rückverankert ist. Nach DIN EN 1992-1-1 ist die erforderliche Querbewehrung in der Regel im Anfangs- und Endbereich der Übergreifungslänge zu konzentrieren [DIN EN 1992-1-1].

Die Bemessung der Übergreifungslänge erfolgt nach den Bemessungsgleichungen der gängigen Regelwerke und Richtlinien. Auf die Darstellung der Bemessung wird an dieser Stelle verzichtet und auf die entsprechenden Regelwerke inkl. Erläuterungen [z. B. DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; ACI 318-19] verwiesen. Eine Bemessung kann unter Umständen durch eine analytische (siehe Abschn. 2.4.2) oder numerische Modellierung (siehe Abschn. 2.4.3) erfolgen.

Übergreifungsstöße und Verankerungen in den Grenzzuständen GZT und GZG

Die Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen ist ein normativer Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und wird daher mit der Bemessungsspannung σ_{sd} geführt. Gleichzeitig müssen Übergreifungsstöße und Verankerungen auch alle Anforderungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllen. So dürfen Übergreifungsstöße das Bauteilverhalten im GZG gegenüber einer durchgehenden Bewehrung nicht nachteilig beeinflussen und darüber hinaus sollen Übergreifungen und Verankerungen von Bewehrungsstäben im GZG nicht zu größeren Rissbreiten führen als an anderer Stelle im Bauteil [Fingerloos et al. 2020]. Entsprechende Nachweise für den GZG müssen in den aktuellen Regelwerken [z. B. DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1] für Übergreifungsstöße und Verankerungen nicht explizit geführt werden. Es ist davon auszugehen, dass bei den ursprünglichen Überlegungen zur Regelung der zulässigen Verbundspannungen für den GZT auch die Anforderungen des GZG berücksichtigt wurden bzw. implizit im Nachweis für den

GZT enthalten sind. Um diese Zusammenhänge besser verstehen zu können, werden zunächst die Hintergründe für die Festlegung der Bemessungswerte für die Verbundspannung skizziert und diese Überlegungen auf die neuen Bemessungsregeln von FprEN 1992-1-1 übertragen.

Hintergrund In den *Erläuterungen zur DIN 1045* aus dem Jahr 1972 [Bonzel et al. 1972], werden grundsätzlichen Überlegungen zu den Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen genauer benannt. Im GZG soll am unbelasteten Stabende von Übergreifungsstößen und Verankerungen praktisch keine Verschiebung (Schlupf) des Stahls gegenüber dem Beton auftreten. Die Bewehrung wirkt dann wie ein durchgehender Stab und es ist kein ungünstiges Verhalten auf die Rissbreiten zu erwarten. Als zulässiger Wert für den Schlupf wurde 0,01 mm als untere Grenze der Messunsicherheit angenommen. Es ist davon auszugehen, dass diese Anforderung auch im heutigen Bemessungskonzept von DIN EN 1992-1-1 enthalten ist. Im GZT, was in DIN 1045 (1972) etwa der 1,75-fachen rechnerischen Gebrauchslast entsprach, sollte der Schlupf am unbelasteten Stabende nicht größer als 0,1 mm sein. Die Ermittlung der daraus abgeleiteten Werte für die zulässige Verbundspannung erfolgte vermutlich aus den 5%-Fraktilen der gemessenen Versuchswerte [Bonzel et al. 1972]. Es kann jedoch nicht nachvollzogen werden, auf welchen Versuchen diese Aussage genau beruht. So sind trotz der lückenlosen Rückverfolgbarkeit der deutschen Stahlbetonnormen und der zugehörigen Erläuterungen die genauen Hintergründe der Regelung der zulässigen Verbundspannungen nicht mehr zweifelsfrei rekonstruierbar. Verschiedene Theorien zur Herkunft der zulässigen Werte für die Verbundspannung wurden von LINDORF zusammengetragen [Lindorf 2010]. Dabei scheint die Frage nach der Herkunft der entsprechenden Bemessungswerte für die Verbundspannung eng mit der Frage verknüpft zu sein, welche Versuchskörperform deren Ermittlung zugrunde liegt. Die wegen ihrer Einfachheit weit verbreiteten Ausziehversuche und Biegehaftversuche waren ursprünglich ausschließlich für die Überprüfung des Verbundverhaltens von Betonstählen mit unterschiedlicher Profilierung vorgesehen. Da die Versuchsbedingungen jedoch mehr oder weniger stark von den in der Praxis vorliegenden Verhältnissen abweichen, kann aus den Versuchsergebnissen nicht ohne weitere Überlegungen auf eine zulässige Verbundspannung geschlossen werden [Rehm 1979]. Es ist jedoch wahrscheinlich, dass aufgrund des Umfangs der Untersuchungen mit Ausziehversuchen und der Vielzahl der systematisch untersuchten Parameter dennoch der Anspruch erhoben wurde, aus den Ergebnissen einen Bemessungsansatz abzuleiten [Lindorf 2010]. LEONHARDT UND MÖNNING gehen davon aus, dass als Bemessungswert der Verbundfestigkeit die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ definiert wurde, das heißt die Verbundspannung, bei der im Ausziehversuch eine Verschiebung des freien Stabendes gegenüber dem Beton von 0,1 mm gemessen wurde [Leonhardt u. Mönnig 1973]. Diese mehr oder weniger willkürliche Festlegung des Bemessungswertes der Verbundspannung ist nach LINDORF damit zu erklären, dass in den zeitgenössischen Untersuchungen an Biegebalken u. a. von BAUS UND CLAUDE die Hälfte der maximalen Verbundspannung in etwa dem Verbundspannungswert $\tau_{0,1}$ der Ausziehversuche entsprach [Lindorf 2010; Baus 1965; Baus u. Claude 1968]. Angesichts der großen Streuung der Verbundwerte wurde ein Sicherheitsabstand zwischen dem rechnerischen Wert der Verbundspannung und den experimentellen Untersuchungen als angemessen angesehen, der sich auch günstig auf die Verschiebungen im GZG auswirkt [Lindorf 2010]. So führte die Festlegung eines

niedrigen Bemessungswertes für die Verbundspannungen im GZT auch zu einer Begrenzung der Verschiebungen am unbelasteten Stabende im GZG.

Neue Bemessungsregeln Die Bemessungsgleichung für Übergreifungsstöße und Verankerungen wurde in fib Model Code 2010 bzw. dem Entwurf der neuen Normengeneration von Eurocode 2 (FprEN 1992-1-1) grundlegend überarbeitet. Im Hintergrunddokument des fib Model Code 2010, *fib Bulletin 72*, sind die verwendeten experimentellen Datensätze und die Herleitung der empirischen Bemessungsgleichung genau dokumentiert. Die Bemessungsgleichung für Übergreifungsstöße und Verankerungen wurde an hunderten von Bauteilversuchen mit überwiegend Übergreifungsstößen kalibriert [fib Bulletin 72]. Damit kann relativ transparent nachvollzogen werden, welche experimentelle Basis dem neuen Bemessungsansatz zugrunde liegt. Der Datensatz enthält Angaben zur maximalen Verbundtragfähigkeit, nicht jedoch zu Aspekten der Gebrauchstauglichkeit. Während bei den ursprünglichen Überlegungen zur Regelung zulässiger Bemessungswerte für die Verbundspannungen im GZT auch die Anforderungen des GZG berücksichtigt wurden bzw. implizit im Nachweis für den GZT enthalten waren, sind solche Überlegungen in den Hintergrunddokumenten von fib Model Code 2010 bzw. FprEN 1992-1-1 nicht dokumentiert (z. B. [fib Bulletin 72]). Für den GZG ist jedoch sicherzustellen, dass an den Stabenden von Übergreifungsstößen und Verankerungen keine zu großen Verschiebungen auftreten. Andernfalls wirkt die Bewehrung nicht als durchgehender Stab und die auf dieser Grundannahme beruhenden Nachweise zur Begrenzung der Rissweiten sind eigentlich nicht mehr anwendbar. Da die Bemessungsgleichung für Übergreifungsstöße und Verankerungen in fib Model Code 2010 bzw. FprEN 1992-1-1 nur an Versuchsdaten für den GZT überprüft und kalibriert wurden, bleibt die Frage offen, ob die Anwendbarkeit der Rissbreitennachweise für alle Fälle gegeben ist. Weder aus fib Model Code 2010 noch aus dem Entwurf von FprEN 1992-1-1 ergibt sich hier Klarheit.

2.3.2 Rissbreiten und Rissverteilung

Risse in Betonbauteilen können durch verschiedene innere Zwangskräfte und äußere Einwirkungen verursacht werden. Um die Bewehrung vor korrosiven Einflüssen zu schützen und die Gebrauchstauglichkeit und Dauerhaftigkeit von Tragwerken aus Stahlbeton zu gewährleisten, ist die Begrenzung der Rissbreiten und Steuerung der Rissverteilung zwingend erforderlich. Die Abstände von Rissen zueinander werden durch eine Vielzahl von Faktoren wie Betonfestigkeit, Betondeckung, Verbundeigenschaften, Bauteilgeometrie, Fehlstellen und lokaler Betonzugfestigkeit sowie Menge und Anordnung der Bewehrung im Bauteil beeinflusst. Da der genaue Ort der Rissbildung aufgrund von Inhomogenitäten und Materialstreuungen mehr oder weniger zufällig ist, lassen sich Rissbreiten nicht exakt vorhersagen [Zilch u. Zehetmaier 2010].

Für den Korrosionsschutz der Bewehrung ist vor allem die Rissbreite an der Bewehrung relevant. Durch verschiedene Effekte wie innere Rissbildung, lokaler Betonausbruch, exzentrische Lasteinleitung und weitgehend zufällige Rissbildung kann die tatsächliche Rissöffnung über die Risstiefe und

den Rissverlauf variieren [Schlicke et al. 2022]. Die rechnerisch zulässige Rissbreite w_k beschreibt daher einen oberen Quantilwert der Rissbreite im Bereich der Bewehrung [Zilch u. Zehetmaier 2010]. Die Beschränkung auf w_k schließt nicht aus, dass insbesondere an der Bauteiloberfläche einzelne Risse größere Rissbreiten aufweisen können. Eine Einschränkung der Dauerhaftigkeit ist damit jedoch nicht zwangsläufig verbunden [Curbach et al. 2003]. Grenzwerte für die rechnerische Rissbreite werden im Allgemeinen in Abhängigkeit von den Anforderungen und Umgebungsbedingungen in Verbindung mit den Expositionsklassen angegeben. An wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton werden erhöhte Anforderungen an die Rissbreiten gestellt [WU-Richtlinie]. Darüber hinaus können weitere Anforderungen und Maßnahmen vereinbart werden, wie z. B. besondere Vorgaben für die Begrenzung der Rissbreite, die Möglichkeit der nachträglichen Verpressung von Rissen oder eine besondere Rissicherheit durch Einbauteile und Fugenbleche. Nach DIN EN 1992-1-1, FprEN 1992-1-1 respektive WU-Richtlinie gelten folgende Grenzwerte für die zulässigen Rissbreiten w_k :

$w_k = 0,4 \text{ mm}$	Stahlbetonbauteile in Innenräumen ohne Korrosionsgefahr (mit Einschränkung primär für das Erscheinungsbild);
$w_k = 0,3 \text{ mm}$	Stahlbetonbauteile allgemein; Spannbetonbauteile, sofern der Korrosionsschutz des Spannstahls durch andere Maßnahmen sichergestellt wird (im Wesentlichen Vorspannung ohne Verbund);
$w_k = 0,2 \text{ mm}$	Stahlbetonbauteile mit erhöhten Anforderungen; Spannbetonbauteile mit Spanngliedern im sofortigen oder nachträglichen Verbund;
$w_k = 0,1 \text{ bis } 0,2 \text{ mm}$	Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (Nutzungsklasse A unter Beanspruchungsklasse 1) [WU-Richtlinie].

Die Rissöffnung an der Bewehrung entspricht dem über die Risseinzugslänge l_t aufintegrierten Dehnungsunterschied zwischen der Bewehrung und dem umgebenden, auf Zug mitwirkenden Beton an beiden Seiten des Risses. Maßgebend für die größte auftretende Rissbreite ist der maximale Abstand zwischen zwei Primärrissen $s_{r,\max}$, der sich bei Gebrauchslast im Zustand II einstellt. Zwischen den Primärrissen können weitere Sekundärrisse entstehen. Diese entstehen ähnlich wie die inneren Risse aufgrund der begrenzten Dehnfähigkeit des Betons und stellen die Verträglichkeit zwischen den Stahl- und Betondehnungen her (vgl. Abschnitt 2.1.2). Da der Schlupf im Sekundärriss seine Richtung nicht ändert, sind sie für die aufintegrierte Dehnung und damit für die Berechnung der Rissbreiten von nur untergeordneter Bedeutung [Windisch 2017]. Die Rissbreite wird wie folgt berechnet:

$$w = \int_{-l_t}^{l_t} \varepsilon_s(x) dx - \int_{-l_t}^{l_t} \varepsilon_c(x) dx \quad (2.30)$$

Der Abstand zwischen zwei Primärrissen beträgt mindestens die einfache und höchstens die doppelte Lasteinleitungslänge l_t [König u. Tue 1996; Zilch u. Zehetmaier 2010; Windisch 2017]. Werden Stahldehnung und Betondehnung als mittlere Verläufe ε_{sm} und ε_{cm} beschrieben (Abb. 2.41), so kann mit Gleichung 2.30 die rechnerische Rissbreite w_{calc} mit maximalem Rissabstand $s_{r,\max} \approx$

$2 \cdot l_t$ ermittelt werden. Die rechnerische Rissbreite w_{calc} darf die zulässige Rissbreite w_k nicht überschreiten.

$$w_k \geq w_{\text{calc}} = s_{r,\text{max}} \cdot (\varepsilon_{\text{sm}} - \varepsilon_{\text{cm}}) \quad (2.31)$$

Es wird deutlich, dass ohne Kenntnis der Rissabstände keine sinnvolle Berechnung der Rissbreiten möglich ist. Zur Abschätzung der Lasteinleitungslänge, die erforderlich ist, um den Betonquerschnitt zum Reißen zu bringen, wird der Zuggurt des Balkens oder der Platte in den meisten Modellen [z. B. DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1] durch einen zentrisch beanspruchten Zugstab mit der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{\text{c,ef}}$ abgebildet (Abb. 2.41). Der Wirkungsbereich der Bewehrung hängt von verschiedenen Faktoren ab, wie z. B. der Beanspruchung, dem vorhandenen Rissbild, der Anordnung der Bewehrung und allgemein der Lastausbreitung [Zilch u. Zehetmaier 2010]. Für das Modell wird die Höhe der wirksamen Bewehrungszone $h_{\text{c,ef}}$ wie folgt berechnet:

$$h_{\text{c,ef}} = \min \left\{ 2,5 \cdot (h - d); \frac{h - x^I}{3}; \frac{h}{2} \right\} \quad (2.32)$$

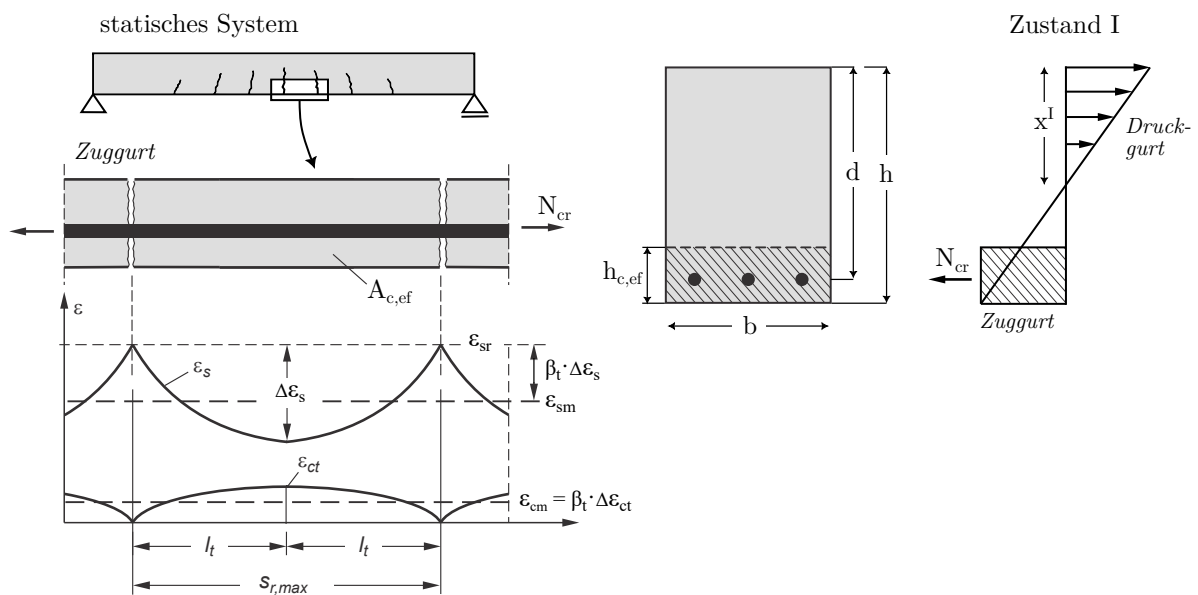


Abbildung 2.41: Modell der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{\text{c,ef}}$ als Grundlage zur Berechnung der Rissbreiten; entnommen und modifiziert aus [Zilch u. Zehetmaier 2010]

Die Annahmen zur Umrechnung der auf Biegung und Normalkraft beanspruchten Querschnitte auf eine konstante Dehnungsverteilung mit einer wirksamen Höhe $h_{\text{c,ef}}$ in DIN EN 1992-1-1 bzw. DAfStb-Heft 466 [König u. Tue 1996] beruhen im Wesentlichen auf FEM-Berechnungen von FISCHER, DUDA und BERGNER [Fischer 1993; Duda 1991; Bergner 1997]. In Gleichung 2.32 ist für x^I die Höhe der Druckzone im Zustand I einzusetzen. Dem Term $(h - x^I)/3$ liegt die Annahme zugrunde, dass die Bewehrung in der Zugzone konzentriert an der Bauteiloberfläche angeordnet ist. Ist dies nicht der Fall, so ist der Term nach DIN EN 1992-1-1 auf $(h - x^I)/2$ zu erhöhen [DIN EN 1992-1-1/NAD]. Die

Begrenzung für $h/2$ (Gl. 2.32) gilt für Querschnitte mit kleiner Druckzonenhöhe wie Plattenbalken und Hohlkästen.

Zur Abschätzung des maximalen Rissabstandes $s_{r,\max}$ in Verbindung mit der doppelten Lasteinleitungslänge l_t wird in den meisten Modellen [z. B. DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1] ein stark vereinfachter Ansatz verwendet. Dabei wird ein starr plastisches Verbundgesetz angenommen, so dass die Zugkräfte der Bewehrung linear in den Beton eingeleitet werden. Ein Riss entsteht, wenn die durch den Verbund eingeleitete Zugkraft F_b (Gleichung 2.33a) die aufnehmbare Zugkraft F_{cr} (Gleichung 2.34b) des Betons übersteigt. Durch gleichsetzen beider Terme kann die Lasteinleitungslänge l_t hergeleitet werden (Gleichung 2.33c). Die Betondehnungen werden in der Abschätzung auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt.

$$F_b = l_t \cdot \tau_m \cdot U_s \quad (2.33a)$$

$$F_{cr} = f_{ct} \cdot A_{c,ef} \quad (2.33b)$$

$$F_b \stackrel{!}{=} F_{cr} \Rightarrow l_t = \frac{f_{ct}}{\tau_m} \cdot \frac{A_{c,ef}}{U_s} \quad (2.33c)$$

Im Bereich von Primärrissen ist aus Versuchen ein gestörtes, lokal veränderliches Verbundverhalten bekannt (vgl. Abschn. 2.2.7 „Lokales Verbundverhalten in Rissnähe“). Dabei wird angenommen, dass im Bereich der Risse auf einer von der Betondeckung abhängigen Länge $k \cdot c$ keine Verbundspannungen übertragen werden können. k ist dabei ein empirisch ermittelter Faktor für den Einfluss der Verbundstörung ($k = 2$ bis $3,4$) und c die Betondeckung. Im deutschen Anwendungsdokument von DIN EN 1992-1-1 wird eine solche Verbundstörung nicht berücksichtigt ($k = 0$) [DIN EN 1992-1-1/NAD]. Die mittlere Verbundspannung wird in DIN EN 1992-1-1 und fib Model Code 2010 vereinfacht mit $\tau_m = 1,8 \cdot f_{ctm}$ angesetzt. Zur Abschätzung des maximalen Rissabstandes $s_{r,\max}$ ergibt sich:

$$s_{r,\max} = k \cdot c + 2 \cdot l_t = k \cdot c + \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau_m} \cdot \frac{\sigma_s}{\rho_{s,ef}} \stackrel{k=0}{\Rightarrow} \frac{\sigma_s}{3,6 \cdot \rho_{s,ef}} \quad (2.34a)$$

$$\text{wobei: } \frac{A_{c,ef}}{U_s} = \frac{1}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{\rho_{s,ef}}, \quad \rho_{s,ef} = \frac{A_s}{A_{c,ef}}, \quad \tau_m = 1,8 \cdot f_{ctm} \quad (2.34b)$$

Im Modell werden die tatsächlich nichtlinearen Verläufe der Stahldehnung $\varepsilon_s(x)$ und der Betondehnung $\varepsilon_c(x)$ durch mittlere Dehnungen ε_{sm} und ε_{cm} angenähert (Abb. 2.41). Diese Anpassung erfolgt über einen Völligkeitsbeiwert β_t , der für kurzzeitige Beanspruchungen mit $\beta_t = 0,6$ und für langzeitige und wiederholte Beanspruchungen mit $\beta_t = 0,4$ festgelegt wird [vgl. DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010]. Damit ergibt sich:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \varepsilon_{sr} - \beta_t \cdot \Delta\varepsilon_s - \beta_t \cdot \varepsilon_{ct} \quad (2.35a)$$

$$= \frac{\sigma_s - \beta_t \cdot \frac{f_{ct}}{\rho_{s,ef}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,ef})}{E_s} \quad (2.35b)$$

$$\text{wobei: } \alpha_e = \frac{E_s}{E_c}, \quad \varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad (2.35c)$$

$$\Delta\varepsilon_{sr} = \frac{\sigma_{sr}}{E_s} = \frac{f_{ct}}{\rho_{s,ef} \cdot E_s}, \quad (2.35d)$$

$$\varepsilon_{ct} = \frac{f_{ct}}{E_c} = \frac{f_{ct}}{E_s} \cdot \alpha_e \quad (2.35e)$$

Durch Einsetzen von Gleichung 2.34a und 2.35b in Gleichung 2.31 wird die rechnerische Rissbreite w_{calc} bestimmt. Das Modell ist jedoch nicht frei von Kritik: So ist es fraglich, ob das komplexe Tragverhalten biegebeanspruchter Bauteile durch eine Analogie zum zentrisch beanspruchten Zugstab modellgerecht angenähert werden kann. Kritisch anzumerken ist auch, dass die Validierung der effektiven Betonfläche $A_{c,ef}$ auf Datensätzen beruht, bei denen oft nicht zwischen Primär- und Sekundärrissen unterschieden wurde und daher teilweise zu kurze Rissabstände ermittelt wurden [Windisch 2017]. Außerdem ist die Berücksichtigung der Verbundspannung nicht konsistent und das Modell in seiner Darstellung widersprüchlich. Während in Abschnitt 2.2 viele verschiedene Einflüsse auf den Verbund erläutert werden, gleicht die pauschale Annahme einer Verbundspannung von $1,8 \cdot f_{ctm}$ eher einer groben Schätzung als einer konkreten Bemessung. Dies steht im starken Gegensatz zur Bemessung von Übergreifungs- und Verankerungslängen, bei denen die Verbundspannung sehr differenziert ermittelt wird.

2.3.3 Tension Stiffening

Stahlbeton ist eine gerissene Bauweise. In den Rissen wird die Zugkraft ausschließlich von der Betonstahlbewehrung aufgenommen und zwischen zwei Rissen werden die Zugspannungen über den Verbund wieder in den Beton eingeleitet (vgl. Abb. 2.42). Dadurch beteiligt sich der Beton an der Aufnahme der inneren Zugkräfte, was zu einer Erhöhung der Bauteilsteifigkeit führt. Dieser Effekt der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird als *Zugversteifung* gegenüber der reinen Stahlarbeitslinie oder gebräuchlicher als *Tension Stiffening* bezeichnet [Zilch u. Zehetmaier 2010].

Die Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug kann das Bemessungsergebnis sowohl günstig als auch ungünstig beeinflussen. Beim Zweifeldträger führt dieser Effekt beispielsweise zu einer günstigen Reduzierung der Verformungen. Bei der Ermittlung der möglichen Schnittgrößenumlagerung führt die erhöhte Bauteilsteifigkeit dagegen zu einem geringeren Umlagerungsvermögen. Aus diesem Grund sollte die Mitwirkung des Betons auf Zug bei der Berechnung immer berücksichtigt werden. Tension Stiffening darf nur dann vernachlässigt werden, wenn dies auf der sicheren Seite liegt [DIN EN 1992-1-1; Curbach et al. 2003]. Für die Berücksichtigung der Mitwirkung des Betons auf Zug existieren unterschiedliche Modelle, deren Wahl vom jeweiligen Anwendungsfall abhängt und daher normativ nicht festgelegt ist [Curbach et al. 2003]. Grundsätzlich können folgende Ansätze unterschieden werden:

- Modifikation der Stahlarbeitslinie (Abb. 2.42 (a));
- Modifikation der Betonarbeitslinie (Abb. 2.42 (b));
- Diskrete Modellierung (Abb. 2.42 (c)).

Ein sehr gebräuchliches Verfahren ist die Modifikation der Stahlarbeitslinie bzw. der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betonstahls (Abb. 2.42 (a)). Die Gestalt der Arbeitslinie für die Betonzugzone ergibt sich aus den unterschiedlichen Bauteilzuständen und der Überlagerung der Festigkeits- und Formänderungseigenschaften von Stahl und Beton infolge des Verbundes [Hartl 1983]. Im Zustand I (ungerissener Beton) ist der Betonquerschnitt vollständig am Lastabtrag beteiligt. Mit beginnender Rissbildung (Zustand II) wird die Last im Riss auf die Bewehrung übertragen. Zwischen den Rissen beteiligt sich der Beton weiterhin abschnittsweise an der Lastabtragung. Die Höhe des Bewehrungsgrades, die verwendeten Stabdurchmesser, das Verbundverhalten und nicht zuletzt die Streuung der Zugfestigkeit entlang des Bauteils haben einen entscheidenden Einfluss auf die weitere Rissbildung. Der Rissabstand wird umso kleiner, je größer der Bewehrungsgrad, je kleiner der Durchmesser und je steifer der Verbund zwischen Stahl und Beton ist [König u. Tue 1996]. Im reinen Zustand II resultiert die Bauteilverformung hauptsächlich aus der Rissöffnung und der Stahldehnung im Riss. Die Steifigkeit des Bauteils nimmt mit zunehmender Belastung kontinuierlich ab und nähert sich der unveränderten Stahlarbeitslinie an. Die beschriebene, modifizierte Stahlarbeitslinie ist in Abbildung 2.42 (a) schematisch dargestellt. Darüber hinaus wird auf die ausführliche Darstellung der Modelle z. B. in DAfStb-Heft 466, DAfStb-Heft 525 und in fib Model Code 2010 verwiesen [König u. Tue 1996; Curbach et al. 2003; fib Model Code 2010].

Ein weiteres Verfahren ist die Modifikation der Betonarbeitslinie bzw. der Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons (Abb. 2.42 (b)). In der Betonarbeitslinie wird nach der Rissbildung eine konstante oder abnehmende Restzugspannung angenommen. Ein bekanntes Modell stammt von QUAST, der die Betonarbeitslinie der Mitwirkung des Betons auf Zug durch eine einfache Parabel-Rechteck-Funktion beschreibt [Quast 1981]. Die Verwendung einer rechteckförmigen Spannungsverteilung zwischen den Dehnungen ε_{cr} und ε_{ctu} als Vereinfachung für eine in Wirklichkeit nach Erreichen des Scheitelwertes abfallende Spannungs-Dehnungs-Linie ist an die Bedingung geknüpft, dass die Grenzdehnung ε_{ctu} mit einem geeigneten Wert vorgegeben wird [Quast 1981]. Diese Grenzdehnung sollte im Bereich von 2 ‰ bis 3 ‰ liegen. Außerdem würde die konstante übertragbare Zugspannung in Höhe der maximalen Zugfestigkeit die Betonzugfestigkeit stark überschätzen. QUAST führt daher einen Normierungsfaktor ein, der die rechnerische Betonspannung in Abhängigkeit vom Dehnungszustand modifiziert. Der Modellansatz mit der zur Druckarbeitslinie affinen Zugarbeitslinie liefert insbesondere für Biegung mit Normalkraft gute Ergebnisse [Quast 1981; Illich 2015]. Der Ansatz ist leicht in Berechnungsprogrammen zu implementieren und zeichnet sich durch eine hohe numerische Stabilität aus. Allerdings ist das Modell nur eine grobe Näherung, so dass der tatsächliche Dehnungs- und Spannungszustand bei Rissbildung keinesfalls exakt abgebildet werden kann [Illich 2015].

Eine weitere Möglichkeit ist die diskrete Modellierung der Bewehrung mit der Finiten-Elemente-Methode (Abb. 2.42 (c)). Sofern nicht die exakte Rippengeometrie abgebildet werden soll, was mit einem sehr hohen Modellierungs- und Rechenaufwand verbunden ist, können die Stab- oder Volumenelemente des Stahls über Kopplungen mit den Volumenelementen des Betons verbunden werden [z. B. Jendele u. Cervenka 2006; Kabele et al. 2010]. Den Kopplungen wird eine Arbeitslinie für den Verbund (modifizierte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung) zugeordnet. Eine solche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird i. d. R. empirisch aus Versuchen bestimmt oder kann aus vorhandenen Modellen entnommen werden. Der Erfolg der Modellierung hängt wesentlich von der Qualität der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ab.

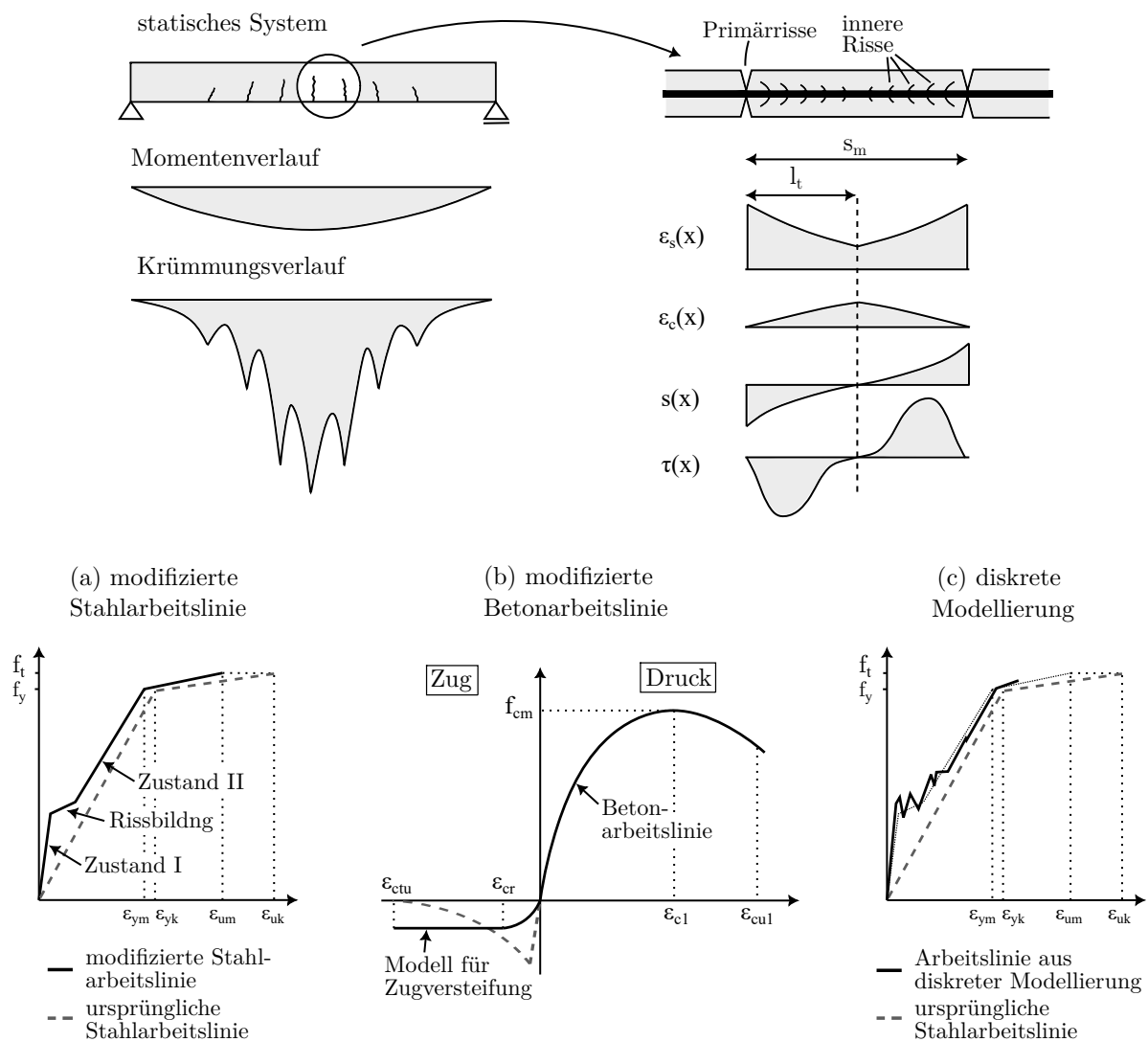


Abbildung 2.42: Spannungs- und Dehnungsverhalten zwischen Primärrissen und Berücksichtigung des Tension Stiffening Effekts über (a) modifizierte Betonarbeitslinie, (b) modifizierte Stahlarbeitslinie und (c) diskrete Modellierung (Daten entnommen aus [Kabele et al. 2010])

2.4 Bemessung und Modellierung von Verbundproblemen

Die Bemessung und Modellierung von Verbundproblemen ist auf verschiedene Weise möglich, die sich nicht nur in Genauigkeit und Grad der Differenzierung unterscheiden, sondern vor allem auf unterschiedliche Problem- und Fragestellungen abzielen. Als grundlegendes Werkzeug für die Bemessung von Stahlbetontragwerken im GZT und GZG wurden verschiedene Bemessungsgleichungen entwickelt und in Normen festgelegt. Eine genauere Erfassung kann auf der Grundlage analytischer und numerischer Modellierung (z. B. FEM) erfolgen.

2.4.1 Bemessungsgleichungen

Bemessungsgleichungen dienen als grundlegendes Werkzeug für die Bemessung von Stahlbetontragwerken und sind ein fundamentaler Bestandteil unserer Stahlbetonnormen. Grundsätzlich wird beim Verbund zwischen der Bemessung von Übergreifungen und Verankerungen – Nachweis im GZT – und der Bemessung von Rissbreiten – Nachweis im GZG – unterschieden. Im Folgenden wird auf wesentliche Gemeinsamkeiten und Unterschiede der Bemessungskonzepte von *DIN EN 1992-1-1*, *fib Model Code 2010* und *FprEN 1992-1-1* eingegangen, ohne diese im Detail zu erläutern. Für diese und weitere Bemessungskonzepte wird auf die entsprechenden Normen [z. B. *DIN EN 1992-1-1*; *fib Model Code 2010*; *FprEN 1992-1-1*; *ACI 318-19*] und Modelle mit Bemessungsgleichungen in der einschlägigen Fachliteratur [z. B. Eligehausen 1979; Burkhardt 2000; Zuo u. Darwin 2000a; Canbay u. Frosch 2005; Lettow 2006] verwiesen.

Die normativen Bemessungsgleichungen für Übergreifungen und Verankerungen verbindet ein semiempirischen Charakter. Das bedeutet, dass die mechanisch begründeten Einflussparameter an einzelnen Versuchsreihen oder an einem übergreifenden Versuchsdatensatz kalibriert wurden. Die einzelnen Einflussparameter werden in den Bemessungsgleichungen jedoch unterschiedlich bewertet. Ein wesentlicher Unterschied besteht darin, dass in *fib Model Code 2010* bzw. *FprEN 1992-1-1* die Verbundlänge als nichtlinearer Parameter berücksichtigt wird, während in *DIN EN 1992-1-1* diese einen linearen Einfluss hat. Die unterschiedliche Bewertung der einzelnen Einflussparameter wird in Abschnitt 2.2 näher erläutert. Für die Kalibrierung und Validierung von *DIN EN 1992-1-1* wurde eine andere experimentelle Versuchsdatenbasis verwendet als für *fib Model Code 2010* und *FprEN 1992-1-1*: Während in der Bemessungsgleichung aus *DIN EN 1992-1-1* – die Bemessung von Übergreifungen und Verankerungen wurde ohne größere Änderungen aus der *DIN 1045-1* übernommen – viele der Einflussparameter vermutlich anhand von Ausziehversuchen ermittelt wurden [Lindorf 2010], erfolgte die Kalibrierung der Bemessungsgleichung des *fib Model Code 2010* bzw. *FprEN 1992-1-1* an einem Versuchsdatensatz mit Balkenversuchen, der sich überwiegend aus Versuchen an Übergreifungsstößen zusammensetzt [fib Bulletin 72]. Die Bemessungskonzepte für Übergreifungen und Verankerungen von *DIN EN 1992-1-1*, *fib Model Code 2010* und *FprEN 1992-1-1* unterscheiden dahingehend grundlegend. Die Nachweise für die Begrenzung der Rissbreiten basieren wiederum auf einer ähnlichen Modellvorstellung. Lediglich einzelne empirisch ermittelte Faktoren,

z. B. der Faktor k für die Verbundstörung, weichen geringfügig voneinander ab. Das Modell für die Berechnung von Rissbreiten ist in allgemeiner Form in Abschnitt 2.3.2 dargestellt.

2.4.2 Analytische Modellierung

Mit analytischen Verbundmodellen, wie der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, können nahezu alle Aspekte des Verbundes differenziert abgebildet und berechnet werden. So ist es möglich, Verbundlängen für die Verankerung und Übergreifung der Bewehrung abzuleiten und gleichzeitig wichtige Erkenntnisse über die Verschiebungen (Schlupf) zu erlangen. Damit ist es möglich, neben den Nachweisen für den GZT auch die Verschiebungen von Übergreifungen und Verankerungen im GZG zu berechnen, um z. B. zu überprüfen, ob für den Nachweis der Rissbreitenbegrenzung ausreichend kleine Verschiebungen an den Stabenden angenommen werden können (vgl. Abschn. 2.3.1 „Übergreifungsstöße und Verankerungen in den Grenzzuständen GZT und GZG“). Mit analytischen Verbundmodellen lassen sich die Lasteinleitungslängen in den Beton sehr genau berechnen und in Verbindung mit dem Modell der effektiven Betonquerschnittsfläche (vgl. Abschn. 2.3.2) eine sehr exakte Aussage über mögliche Rissbreiten treffen.

Bei der analytischen Modellierung wird das Last-Verformungs-Verhalten von Verbundproblemen durch eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschrieben und die mathematischen Zusammenhänge von Verbundspannung, Stahldehnung und Schlupf durch numerische schrittweise Integration der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes näherungsweise gelöst. Dies hat den Vorteil, dass beliebige Ansatzfunktionen $\tau(s)$ - die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung - integriert werden können und das Verfahren flexibel einsetzbar ist. Bereits 1961 schlug REHM die numerische Integration als Alternative zur zweifachen Integration vor [Rehm 1961]. Das im Folgenden beschriebene Verfahren basiert auf der Arbeit von ALVAREZ [Alvarez 1998]. Der prinzipielle Ablauf der numerischen Integration ist in Abbildung 2.43 dargestellt.

Für die numerische Integration der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes wird der betrachtete Verbundbereich in eine hinreichend große Anzahl von Stützstellen ($i = 0 \dots n$) unterteilt. Bei einer großen Anzahl von Stützstellen konvergiert die Näherungslösung gegen die mathematisch geschlossene Lösung. Die Integration erfolgt schrittweise beginnend mit der Stützstelle $i = 0$ am unbelasteten Stabende bis zur Stützstelle $i = n$ am belasteten Stabende, kann aber prinzipiell von beiden Seiten erfolgen. Als Anfangsbedingung muss für die Stützstelle $i = 0$ sowohl die Stahldehnung ε_0 als auch der Schlupf s_0 bekannt sein. Am unbelasteten Stabende bedeutet dies eine Stahldehnung $\varepsilon_0 = 0$ und einen Schlupf $s_0 \geq 0$. Um einen Schlupfwert der Größe Null darzustellen, ist eine mathematische Näherung erforderlich, z. B. $s_0 = 1 \cdot 10^{-30}$ mm, da sonst keine Lösung konvergiert. Ausgehend von der gewählten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann mit dem Schlupf an der Stützstelle $i = 0$ die zugehörige Verbundspannung τ_0 berechnet werden.

Für die Berechnung der nächsten Stützstelle $i = 1$ wird zwischen den Stützstellen $i = 0$ und $i = 1$ zunächst ein konstanter Verbundspannungsverlauf angenommen, so dass $\tau_1 \approx \tau_0$. Mit der Stützweite Δx werden nach Gleichung 2.36 bis 2.38 die Stahldehnung ε_1 und anschließend

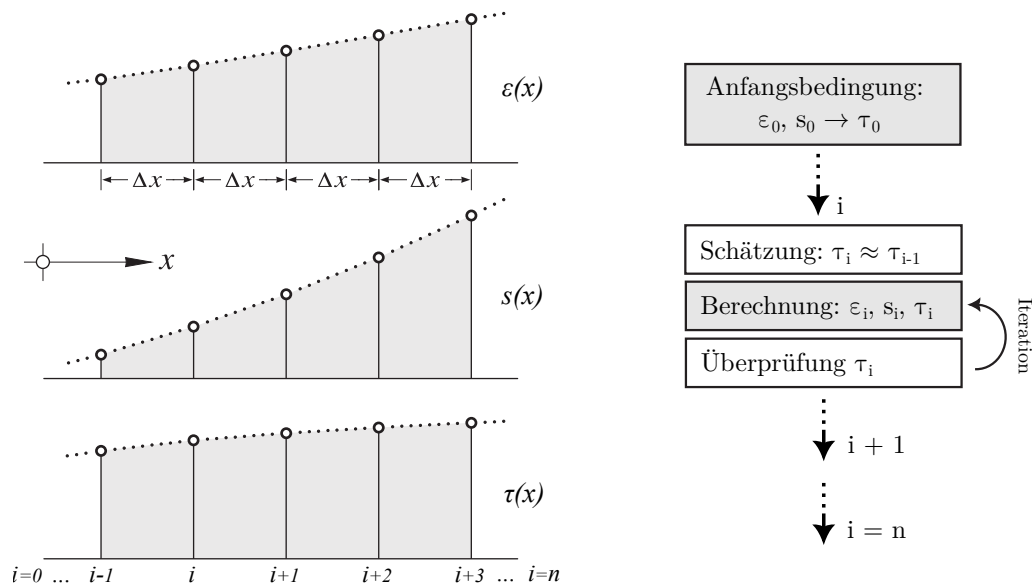


Abbildung 2.43: Prinzipieller Ablauf der numerischen Integration nach [Alvarez 1998]

der Schlupf s_1 berechnet. Die Verbundspannung τ_1 an der Stützstelle $i = 1$ ergibt sich aus der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit dem Schlupf s_1 . Es zeigt sich, dass die ursprüngliche Schätzung eines konstanten Verbundspannungsverlaufs entlang der Stützstellen $i = 0$ und $i = 1$ falsch war, da $\tau_1 \neq \tau_0$. Das numerische Modell weist damit einen Fehler gegenüber der geschlossenen Lösung auf. Zur Minimierung dieses numerischen Fehlers stehen im Allgemeinen zwei effektive Methoden zur Verfügung: Bei der ersten Methode wird eine infinitesimale Stützweite gewählt, so dass der Fehler der ursprünglichen Schätzung sehr klein ist. Dieses Verfahren ist sehr rechenintensiv und wird im Allgemeinen nicht empfohlen. Bei der zweiten Methode, dem Sekantenverfahren, wird die ursprüngliche Schätzung mit einem linear veränderlichen Verbundspannungsverlauf iterativ verbessert, bis ein hinreichend genaues Ergebnis erzielt wird. Das Sekantenverfahren nähert die exakte Lösung bereits mit wenigen Iterationsschritten sehr gut an. Das Verfahren ist in Abbildung 2.43 dargestellt.

Zur Berechnung der folgenden Stützstellen wird analog verfahren, bis alle Stützstellen n berechnet sind. In Gleichung 2.36 bis 2.38 sind die Berechnungsformeln für ε_i , s_i und τ_i , die jeweils auf die Werte der vorherigen Stützstelle $i - 1$ beziehen, in allgemeingültiger Form dargestellt.

$$\varepsilon_i = \varepsilon_{i-1} + \frac{4}{\sigma_s \cdot E_s} \cdot \frac{\tau_{i-1} + \tau_i}{2} \cdot \Delta x \quad (2.36)$$

$$s_i = s_{i-1} + \frac{\varepsilon_{i-1} + \varepsilon_i}{2} \cdot \Delta x \quad (2.37)$$

$$\tau_i = \tau(s_i) \quad (2.38)$$

2.4.3 Finite-Elemente-Methode

Während die experimentelle Untersuchung des Verbundes bis in die Anfänge des Stahlbetonbaus zurückreicht, wurde eine detaillierte rechnerische Erfassung erst mit der Entwicklung leistungsfähiger Computer möglich. Als besonders geeignet und daher häufig eingesetzt hat sich die Finite-Elemente-Methode (FEM) erwiesen, die weitreichende Möglichkeiten zur Untersuchung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens von Festkörpern mit geometrisch anspruchsvollen Formen bietet, für die konventionelle Berechnungsverfahren zu aufwändig oder nicht anwendbar sind. Dazu gehört auch die Modellierung des Verbundes, bei dem die Verzahnung der geometrisch komplexen Betonstahlrippen mit dem Beton nur mit erheblichem Modellierungs- und Rechenaufwand bestimmt werden kann, so dass meistens verschiedene Vereinfachungen sinnvoll sind. Die Verbundmodellierung mit der FEM hängt im Wesentlichen von der zu untersuchenden Struktur und dem daraus resultierenden Detaillierungsgrad und der Diskretisierung – bestehend aus Elementtyp und Elemententeilung – ab. So kann es z. B. bei der rechnerischen Überprüfung eines kleinmaßstäblichen Verbundversuchs sinnvoll sein, das lokale Verbund- und Verformungsverhalten sowie die Rissbildung möglichst präzise zu erfassen, während bei der Modellierung ganzer Betontragwerke eher die globale Tragfähigkeit sowie die globalen Verformungen im Vordergrund stehen. [Keuser 1985; Zobel 2017]

Aufgrund dieser Überlegungen muss die numerische Modellierung des Verbundes je nach Anwendung mit unterschiedlicher Genauigkeit erfolgen. Weitsichtig formulierte KEUSER bereits 1985 verschiedene Stufen zur diskreten Modellierung der Bewehrung im Beton, die je nach Idealisierungsgrad der Kontaktfläche zwischen Stahl und Beton den Kraftübertragungsmechanismus mit unterschiedlicher Diskretisierung beschreiben. Diese Formulierungen können auch rund 40 Jahre später noch als allgemein gültige Leitlinie angesehen werden [Zobel 2017] und sind exemplarisch in Abbildung 2.44 dargestellt:

- Stufe 1: Exakte Modellierung des Bewehrungsstabes mit vollständiger oder annähernder Abbildung der Staboberfläche (Profilierung) durch ebene oder räumliche Elemente (Abb. 2.44 (a)). Harte Kontaktbedingungen zwischen den Rippen und dem Beton sowie weitere mögliche Reibungsbedingungen. Berücksichtigung der Verbundverzahnung, des lokalen Verbundverhaltens und der (Mikro-) Rissbildung im Beton.
- Stufe 2: Modellierung der Bewehrung ohne Berücksichtigung der Oberflächengeometrie (glatte Kontaktfläche) durch ebene oder räumliche Elemente (Abb. 2.44 (b)). Die Kopplung erfolgt über die Kontaktflächen der Elemente oder an den Elementknoten. Das Verbundverhalten wird durch eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschrieben, welche die wesentlichen Einflussparameter des Verbundes berücksichtigt.
- Stufe 3: Modellierung der Bewehrung durch Stabelemente (Abb. 2.44 (c)), die nur eine Längssteifigkeit besitzen und nur eine Ausdehnung in Längs-, nicht jedoch in Querrichtung erfahren. Die Kopplung erfolgt an den Elementknoten. (a) Wie in Stufe 2 wird das Verbundverhalten durch eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschrieben oder (b) erfolgt als idealer, sogenannter „starrer“ Verbund.

Stufe 4: Modifizierte bzw. „verschmierte“ Modellierung der Bewehrung ohne direkte Berücksichtigung des Verbundes („starrer“ Verbund, vgl. Abb. 2.44 (d)). Stattdessen wird der Verbund indirekt über die Zugbeanspruchung des Betons zwischen den Rissen berücksichtigt.

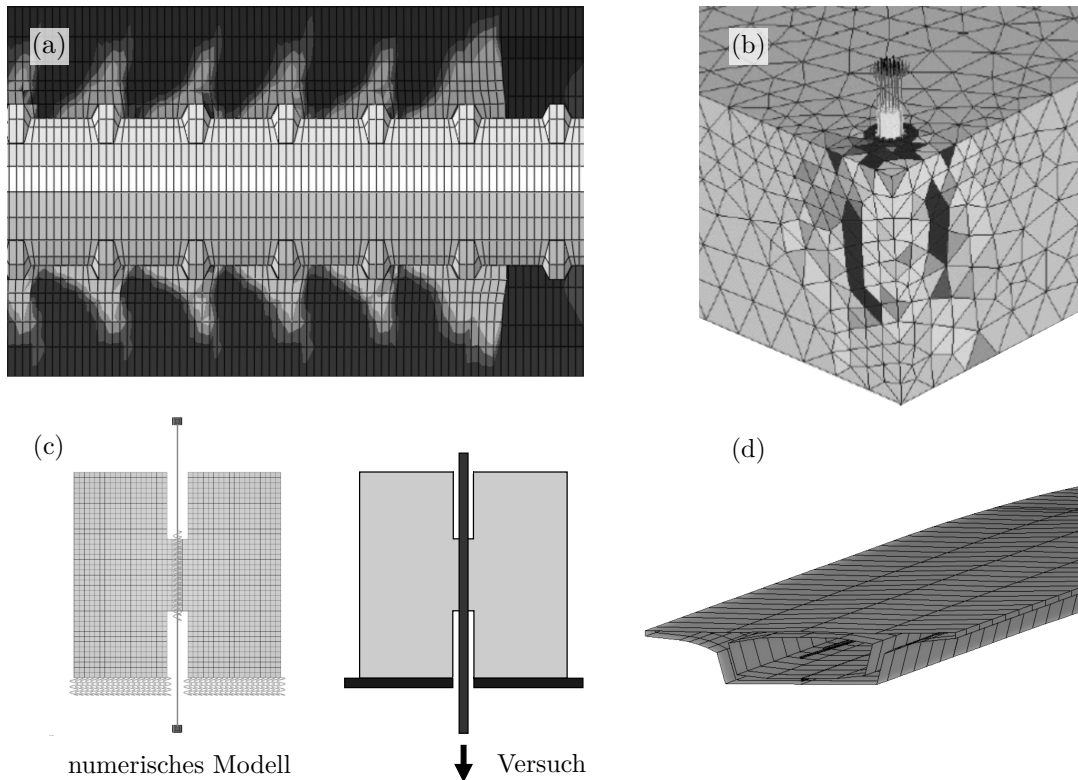


Abbildung 2.44: Modellierung des Verbundes mittels FEM: (a) Stufe 1 – exakte Modellierung des Bewehrungsstabes eines Ausziehversuchs aus [Auer 2015], (b) Stufe 2 – Modellierung der Bewehrung ohne Berücksichtigung der Oberflächengeometrie mittels Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung aus [Weber et al. 2022], (c) Stufe 3 – Ausziehversuch mit Modellierung der Bewehrung als Stabelement, (d) Stufe 4 – Hohlkasten aus Beton mit „verschmierter“ Bewehrungslage

Je weniger detailliert der Bewehrungsstab modelliert wird, desto mehr Einflussparameter müssen durch die implementierten Arbeitslinien für die Verbundwirkung (Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen) erfasst werden. Dies zeigt, wie wichtig die Ableitung einer realitätsnahen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung auch für viele Anwendungen der numerischen Modellierung mittels FEM ist. Der Erfolg der Modellierung hängt dabei wiederum von der Qualität der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ab.

Kapitel 3

Experimentelle Untersuchungen

3.1 Allgemeines

Der Betonstahlverbund wird von einer Vielzahl von unterschiedlichen Einflüssen bestimmt, wie z. B. der Betonfestigkeit, der Betondeckung, der Umschnürung des Betons, dem Vorhandensein günstiger Querdruck- oder ungünstiger Querkzugspannungen, der Lage des Bewehrungsstabes beim Betonieren, der Profilierung des Betonstahls oder der Verbundlänge. Im Rahmen von Parameterstudien sollen viele dieser Einflussgrößen realitätsnah bestimmt werden, um daraus gezielte Erkenntnisse sowie aussagekräftige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen abzuleiten. Unterstützend kommen moderne Messtechniken wie die quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung oder die Nahbereichsphotogrammetrie zum Einsatz, die einen vertieften Einblick in die Mechanismen der Verbundwirkung ermöglichen.

Untersuchungen an großformatigen Stahlbetonbauteilen sind aufgrund des hohen Aufwandes und der Kosten für eine Parameterstudie in der Regel nicht geeignet. Einfache, kleinformatische Probekörper können hingegen nicht alle Aspekte des Verbundes zutreffend abbilden und geben den Einfluss der ermittelten Parameter nicht immer realitätsnah wieder (vgl. Abschn. 2.2.2). Bei der Konzeption einer Parameterstudie zur Untersuchung von Einflüssen auf den Verbund besteht in der Regel eine Abwägung zwischen einer einfachen Probekörperform und einer realitätsnahen Abbildung des Verbundverhaltens. Bei den experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Probekörperformen verwendet, die unterschiedliche Verbundmechanismen genau beleuchten, sich gegenseitig ergänzen und insgesamt das Spaltversagen von gerippter Betonstahlbewehrung genau beleuchten. Zur Untersuchung wesentlicher Einflüsse wurden Dehnkörperversuche mit großen Einbettungslängen und Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben durchgeführt. Ergänzt wurden die Untersuchungen durch Versuchsreihen mit konventionellen RILEM-Ausziehversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen. In diesem Kapitel werden die durchgeführten Versuchsreihen vorgestellt. Das Versuchskonzept, die Baustoffe und Herstellung, die Versuchsdurchführung, die messtechnische Ausrüstung, Besonderheiten bei der Datenverarbeitung sowie die wesentlichen Versuchsergebnisse werden ausführlich erläutert. Die vollständigen Versuchsergebnisse sind in Anhang B dargestellt.

3.2 Baustoffe

3.2.1 Betonstahlbewehrung

Für die Dehnkörperversuche wurden handelsübliche Bewehrungsstabstähle mit den Durchmessern $\varnothing_s = 10$ mm (A10), $\varnothing_s = 16$ mm (A16) und $\varnothing_s = 28$ mm (A28) verwendet. In den Ausziehversuchen wurden zusätzlich zwei weitere Profilformen handelsüblicher Betonstahlerzeugnisse untersucht, ein Betonstahl aus Ringen B500B mit Profilform nach DIN 488-3 (B16) und ein Betonstahl aus Ringen mit Sonderrippung nach Zulassung (C16). Die vom Hersteller im Rahmen der werkseigenen Produktionskontrolle ermittelten Materialkennwerte sind in Tabelle 3.1 angegeben.

Tabelle 3.1: Herstellerangaben zu den mechanischen Eigenschaften des Bewehrungsstahls

Stab	Nenndurch-	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung bei
	messer			
	\varnothing_s	R_{eH}	R_m	A_{gt}
	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]
A10	10	606	688	10,4
A16	16	590	679	11,6
B16	16	530	607	11,3
C16	16	546	626	9,4
A28	28	609	697	12,1

Zusätzlich zu der werksseitigen Prüfung der Materialkennwerte wurden die mechanischen Eigenschaften der Bewehrungsstäbe A10, A16 und A28 in Zugversuchen nach DIN EN ISO 15630-1 [DIN EN ISO 15630-1] überprüft. Die Zugversuche wurden in einer Universalprüfmaschine der Klasse 1 durchgeführt, wobei die Dehnung während des gesamten Versuchsablaufs mit einem mechanischen Extensometer gemessen wurde. Je Serie eines Durchmessers wurden 5 Proben mit einer Länge von 500 mm (A10), 600 mm (A16) bzw. 1000 mm (A28) nach dem Zufallsprinzip aus der vorliegenden Materialcharge entnommen und bis zum Bruch belastet. Zusätzlich wurden jeweils 5 Zugproben der Stäbe A16 untersucht, in die, wie für die faseroptische Dehnungsmessung vorgesehen, beidseitig eine Nut eingebracht wurde. Da bei den Zugversuchen nach DIN EN ISO 15630-1 eine hohe Dehnrates des Stahls vorgesehen ist, wurden 5 weitere Zugversuche der Stäbe A16 mit einer reduzierten Belastungsgeschwindigkeit gemäß den RILEM-Empfehlungen für Verbundversuche, Anhang RC6 [RILEM 1994] durchgeführt. In Tabelle 3.2 sind die aus jeweils 5 Zugversuchen bestimmten mittleren mechanischen Eigenschaften nach DIN 488-1 [DIN 488-1] aufgeführt. Die Berechnung der Festigkeitseigenschaften (R_{eH} , R_m) erfolgte nach DIN EN ISO 15630-1 auf Basis der Nennquerschnittsfläche s_0 . Der Elastizitätsmodul E_s wurde in Anlehnung an DIN EN ISO 15630-1 als Sekantenmodul in den Punkten $0,2 \cdot R_m$ und $0,5 \cdot R_m$ ermittelt.

Durch das beidseitige Einbringen einer Nut verringert sich die Querschnittsfläche für den Stab A16 um ca. 2 mm² (< 1 % Querschnittsschwächung). Die veränderten mechanischen Eigenschaften verhalten

Tabelle 3.2: Mechanische Eigenschaften des Bewehrungsstahls aus Zugversuchen

Stab	Nenndurchmesser	Querschnitt	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung bei Höchstkraft	Elastizitätsmodul
	\varnothing_s	s_0	R_{eH}	R_m	A_{gt}	E_s
	[mm]	[mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[kN/mm ²]
A10	10	77,1	583	674	9,24	203
A16	16	205,8	583	668	9,88	204
A16 ¹⁾	16	203,6	571	662	9,49	205
A16 ²⁾	16	204,5	557	647	9,55	205
A28	28	629,8	580	681	9,56	203

¹⁾ mit beidseitiger Nut

²⁾ mit reduzierter Dehnungsgeschwindigkeit

sich proportional zur reduzierten Querschnittsschwächung mit einer etwas geringeren Streckgrenze R_{eH} und Zugfestigkeit R_m . Bei einer um ein Vielfaches reduzierten Dehnungsgeschwindigkeit ($4 \cdot 10^{-6}$ 1/s bis R_{eH} , $2,5 \cdot 10^{-5}$ 1/s im Fließbereich und $2 \cdot 10^{-4}$ 1/s bis zum Bruch), die in Anlehnung an die RILEM-Empfehlungen RC6 festgelegt wurde, konnte eine um ca. 5 % niedrigere Streckgrenze R_{eH} und eine um 3 % niedrigere Zugfestigkeit R_m festgestellt werden. Eine reduzierte Dehnungsgeschwindigkeit wirkte sich auch deutlich auf die Proportionalitätsgrenze des Stahls aus, die im Mittel knapp unter 500 N/mm^2 Stahlspannung lag. Der Einfluss einer reduzierten Dehnungsgeschwindigkeit auf die mechanischen Eigenschaften von Stahl ist aus der Literatur hinlänglich bekannt (vgl. Abschn. 2.2.6 „Belastungsgeschwindigkeit“).

Nach DIN 488-1 [DIN 488-1] beträgt der Mindestwert der bezogene Rippenfläche $f_R = 0,052$ für Stabdurchmesser $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$ und $f_R = 0,056$ für Stabdurchmesser größer $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$. Gemäß DIN 488-6 muss für Betonstahl aus Ringen berücksichtigt werden, dass bei der Weiterverarbeitung bis

Tabelle 3.3: Abmessungen der Betonstahlrippen und Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_R

Stahl	Typ ¹⁾	Querrippen					bez. Rippen f_R
		Höhen		Abstände		Kopfbreite	
		a_m	$a_{1/4}, a_{3/4}$	c	Σe	b	
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
A10	S	0,85	0,76	6,8	3,9	1,2	0,084
A16	S	1,46	1,19	9,93	6,8	1,43	0,087
B16	R	1,52	1,11	10,55	6,6	2,8	0,082
C16	R	0,94	0,94	9,64	7,9	2,2	0,076
A28	S	2,26	1,71	18,3	6,3	3	0,077

¹⁾ S = Bewehrungsstabstahl, R = gerichteter Betonstahl aus Ringen

zu 10 % der Rippenhöhe verloren gehen können [DIN 488-6]. Die Abmessungen der Betonstahlrippen und der Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_R wurden in einer Vermessung ermittelt. Die Ergebnisse der Rippenvermessung sind in Tabelle 3.3 dargestellt.

3.2.2 Beton

Ein Teil der Versuche wurde im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsvorhabens mit der RWTH Aachen University durchgeführt. Um vergleichbare Festigkeitseigenschaften des Betons an beiden Forschungseinrichtungen zu gewährleisten, wurde im Rahmen des Forschungsvorhabens für Beton der Festigkeitsklasse C30/37 eine einheitliche Betonrezeptur mit einem CEM I 52,5 R der Firma *Dyckerhoff* verwendet. Für alle weiteren Versuche wurden eigene Betonrezepturen mit Portlandzement CEM I 42,5 R und CEM I 32,5 R der Firma *Märker* eingesetzt. Für die Betonzusammensetzung wurden Kalksteinzuschläge aus dem Raum München verwendet. Die Korngröße wurde auf 16 mm begrenzt. Zur Sicherstellung gleichmäßiger rheologischer Eigenschaften wurde dem Beton teilweise ein Betonverflüssiger *BASF Master Glenium 51* in geringer Dosierung zugegeben. In Tabelle 3.4 sind die verwendeten Betonzusammensetzungen und in Tabelle 3.5 die ermittelten Frischbetoneigenschaften (Ausbreitmaß, Luftporengehalt, Rohdichte) aufgeführt.

Tabelle 3.4: Betonzusammensetzung

Nr.	Klasse	Zementart	Bindemittel			Zuschlag			Wasser		Fließmittel
			Z	M	F	0/4	4/8	8/16	Menge	w/z	
			[kg/m ³]			[kg/m ³]			[kg/m ³]	[-]	[kg/m ³]
A20	C20/25	CEM I 32,5 R	270	-	-	928	398	645	189	0,70	-
A30	C30/37	CEM I 52,5 R	285	-	-	949	307	655	180	0,63	-
B30	C30/37	CEM I 42,5 R	324	-	-	866	376	640	182	0,56	-
A50	C50/60	CEM I 42,5 R	450	-	-	865	357	636	162	0,36	≤ 2,0
A70	C70/80	CEM I 42,5 R	420	30	80	793	1021	-	151	0,36	≤ 2,5
B70	C70/80	CEM I 42,5 R	421	30	80	792	344	585	161	0,38	≤ 2,5

Z = Zement, M = Mikrosilika, F = Flugasche

Die unterschiedlichen Betonrezepturen resultieren im Wesentlichen aus den individuellen Anforderungen an die Fest- und Frischbetoneigenschaften des Betons für die jeweilige Versuchsreihe. Aus der Literatur ist bekannt, dass bei der Betonzusammensetzung neben den üblichen Anforderungen an Konsistenz, Rheologie, Sedimentationsstabilität, Verdichtbarkeit, Verarbeitbarkeit und Einbaufähigkeit sowie allgemein an eine geeignete Betonqualität, Dauerhaftigkeit und Einhaltung der Expositionsklassen keine besonderen Maßnahmen hinsichtlich des Verbundverhaltens zu treffen sind. Bei gleichen Festbetoneigenschaften und ausreichender Sedimentationsstabilität ist in der

Regel auch bei unterschiedlicher Betonzusammensetzung kein Einfluss auf das Verbundverhalten zu erwarten (siehe Abschn. 2.2.4 „Betonzusammensetzung“).

Tabelle 3.5: Frischbetoneigenschaften

Nr.	Ausbreitmaß [mm]	Luftporengehalt [%]	Rohdichte	
			Frischbeton [kg/dm ³]	Festbeton [kg/dm ³]
A20	560	0,8	2410	2382
A30	460 - 480	0,5 - 1,0	2410 - 2445	2385 - 2425
B30	520	0,6 - 0,8	2419 - 2444	2403 - 2405
A50	570	0,6	2466	2433
A70	550 - 620	0,9 - 1,3	2436 - 2496	2402 - 2436
B70	560	1,3	2430	2425

3.3 Parameterstudie an Dehnkörperversuchen

3.3.1 Versuchskonzeption und Versuchsprogramm

Mit Dehnkörperversuchen sollen die Verhältnisse im Zuggurt eines Betonbauteils nachgebildet werden. Der Dehnkörper eignet sich insbesondere zur gezielten Untersuchung der Verbundübertragung und der Rissbildung [Rostásy u. Rohling 1984]. Dabei wird der Bereich zwischen zwei Zug- oder Biegerissen in der Betonzugzone eines Bauteils (z. B. Biegebalken) durch einen zentrisch belasteten Zugstab modelliert und die Lastübertragung vom Stahl auf den Beton gemessen. Darüber hinaus kann das lokale Verbundverhalten in der Nähe von Rissen sehr genau erfasst werden (vgl. Abschn. 2.2.7 „Lokales Verbundverhalten in Rissnähe“). Effekte, die sich aus der Durchbiegung und Krümmung eines Biegebalkens ergeben würden, werden in den zentrischen Dehnkörperversuchen dagegen nicht nachgebildet (vgl. Abschn. 2.2.6 „Rückstellkräfte aus Stabkrümmung“).

Beim Dehnkörperversuch werden die Verbundspannungen und -verschiebungen aus den Dehnungen von Stahl und Beton berechnet. Verfahren mit konventioneller Messtechnik (z. B. Dehnmessstreifen) werden in der Literatur als nur bedingt geeignet beschrieben, da sie sehr aufwendig in der Durchführung sind und u. a. die Zuleitungskabel den Verbund stören [Rostásy u. Rohling 1984]. Im Gegensatz dazu wurde im Rahmen der Untersuchungen ein faseroptisches Dehnungsmesssystem (DFOS) eingesetzt, das in der Lage ist, die Dehnungen von Stahl und Beton kontinuierlich und äußerst präzise zu messen, ohne den Verbund nennenswert zu beeinflussen. Die faseroptischen Sensoren (FOS) werden dabei in eine winzige Nuten im Betonstahl und auf die Betonoberfläche geklebt. Eine messtechnische Überprüfung sowie weitergehende Untersuchungen erfolgten mit konventionellen

Kraft- und Verformungsmessungen (z. B. Kraftmessdose und induktive Wegaufnehmer) sowie mit einem Verfahren der Nahbereichsphotogrammetrie und digitaler Bildkorrelation (DIC).

In jeden Probekörper wurden zwei durchgehende Bewehrungsstäbe einbetoniert, so dass auch bei praxisüblicher Betondeckung eine zentrische Belastung möglich war. Der lichte Abstand zwischen den Stäben wurde ausreichend groß gewählt, um Einflüsse aus gegenseitiger Wechselwirkung zu minimieren. Die Lasteinleitung erfolgte bis zur Streckgrenze des Stahls – darüber hinaus war keine sinnvolle Umrechnung aus der Dehnungsmessung mehr möglich – gleichmäßig an allen Stabenden, so dass aufgrund der Versuchssymmetrie vier identische Verbundlängen gleichzeitig untersucht werden konnten. Die Versuchskörper wurden so bemessen, dass eine vollständige Lasteinleitung vom Stahl in den Beton möglich war und in der Mitte des Versuchskörpers die Dehnung im Beton gleich der Dehnung im Stahl war. Aufgrund des im Vergleich zum Stahlquerschnitt sehr viel größeren Betonquerschnitts und der damit um ein Vielfaches höheren Dehnsteifigkeit des Betonkörpers ($E_c \cdot A_c \gg E_s \cdot A_s$) wird bei gleicher Dehnung nahezu die gesamte Last vom Beton aufgenommen. Um die Zugkraft der Bewehrung ohne Trennrisse auf den Betonkörper übertragen zu können, musste der Betonquerschnitt ausreichend groß dimensioniert werden. Imperfektionen im Versuchsaufbau sowie Materialschwankungen können unerwünschte Querkräfte in den Dehnkörper einleiten, die das Verbundtragverhalten ungünstig beeinflussen oder zu Rissen führen. In Untersuchungen an Dehnkörpern von MARTIN ET AL. [Martin et al. 1981] wurde bei ansonsten unbewehrten Probekörpern eine Randeinfassung zur Aufnahme solcher Querkräfte verwendet. Voruntersuchungen haben gezeigt, dass eine randnahe Bügelbewehrung bei einem Versuchskörper ohne weitere Querbewehrung das Verbundverhalten nicht wesentlich beeinflusst, jedoch zu einer gleichmäßigeren Umverteilung der exzentrischen Lasten aus ungewollten Imperfektionen führt. Zur Positionierung der Bügel wurde eine konstruktive Bewehrung aus glattem Stahl verwendet, die sich nicht am Lastabtrag beteiligt. In weiteren Versuchsserien wurde der Einfluss der Querbewehrung untersucht. Abbildung 3.1 zeigt die prinzipielle Darstellung der Dehnkörper mit und ohne Querbewehrung (mit Randeinfassung).

Für die Parameterstudien wurden insgesamt 23 Versuche an zentrisch beanspruchten Dehnkörpern durchgeführt. Dabei wurden wesentliche Einflussgrößen auf den Verbund – Betonfestigkeit i. V. m. Betonalter, Betondeckung, Stabdurchmesser, Querbewehrung und Verbundbedingungen (Lage beim Betonieren) – systematisch variiert. Zum grundsätzlichen Verständnis wurden zusätzlich Einflüsse der konstruktiven Durchbildung, wie der Einfluss einer verbundfreien Länge, betrachtet. Untersucht wurden nur für die Praxis relevante geringe Betondeckungen, die zu Verbundversagen durch Aufspalten der Betondeckung (Spaltversagen) führen. Ziel der Parameterstudien war es, die Grundlage für ein empirisches Modell zu schaffen, das durch weitere Untersuchungen und Betrachtungen an einer großen experimentellen Datenbasis aus der Literatur kalibriert und validiert werden soll. Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 3.6 dargestellt.

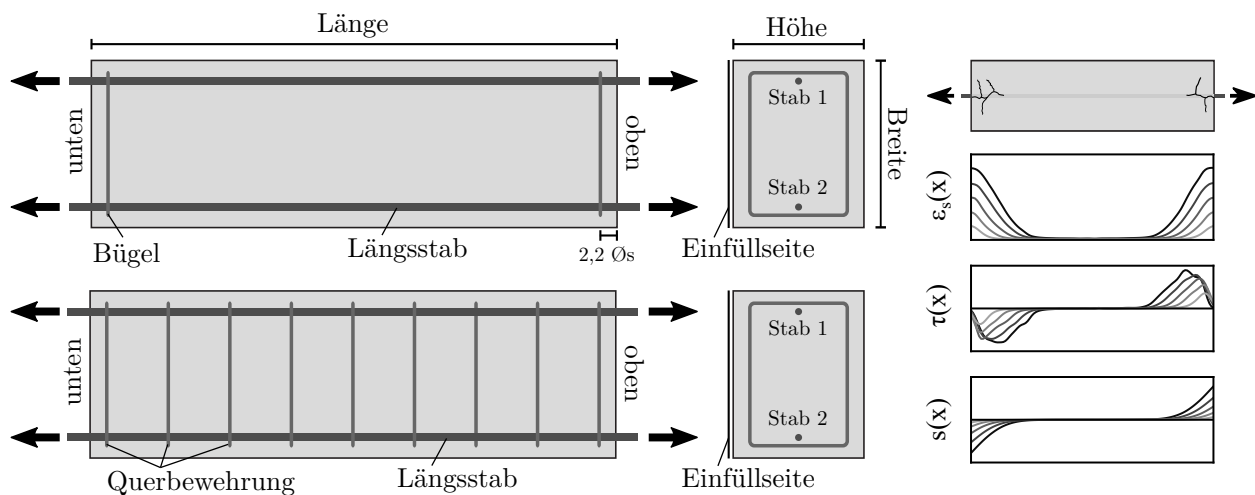


Abbildung 3.1: Prinzipielle Darstellung der zentrischen Dehnkörper (links) und schematische Darstellung der Entwicklung von Stahldehnung, Verbundspannung und Schlupfverteilung im Dehnkörperversuch (rechts)

Tabelle 3.6: Versuchsprogramm der zentrischen Dehnkörper (ZDK)

Versuch	Abmessung Länge/Breite/ Höhe	Beton- festigkeits- klasse	Stabdurch- messer	Bez. Beton- deckung	Quer- bewehrung	Verbund- bedingung
	[mm/mm/mm]	[-]	[mm]	$[\varnothing_s]$	[mm/mm]	[-]
ZDK-1	1200/350/300	C30/37	16	1,5	-	gut
ZDK-2	1200/382/300	C30/37	16	2,5	-	gut
ZDK-3¹⁾	1200/382/300	C20/25	16	2,5	-	gut
ZDK-4¹⁾	1200/382/300	C40/50	16	2,5	-	gut
ZDK-5	1200/350/300	C50/60	16	1,5	-	gut
ZDK-6	1200/382/300	C50/60	16	2,5	-	gut
ZDK-7	1200/350/300	C70/80	16	1,5	-	gut
ZDK-8	1200/382/300	C70/80	16	2,5	-	gut
ZDK-9	800/220/190	C30/37	10	1,5	-	gut
ZDK-10	800/240/190	C30/37	10	2,5	-	gut
ZDK-11	1680/520/450	C70/80	28	1,5	-	gut
ZDK-12	1200/414/300	C30/37	16	3,5	-	gut
ZDK-13	1200/382/300	C30/37	16	2,5	-	mäßig
ZDK-14	1200/382/300	C70/80	16	2,5	-	gut

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle 3.6 – Fortsetzung von der vorherigen Seite

ZDK-15	1200/382/300	C70/80	16	2,5	-	mäßig
ZDK-16	1200/382/300	C30/37	16	2,5	$\varnothing 6 / 150$	gut
ZDK-17	1200/382/300	C30/37	16	2,5	$\varnothing 6 / 150$	mäßig
ZDK-18	1200/382/300	C30/37	16	2,5	$\varnothing 8 / 150$	gut
ZDK-19	1200/382/300	C30/37	16	2,5	$\varnothing 8 / 150$	mäßig
ZDK-20	1200/382/300	C30/37	16	2,5	$\varnothing 10 / 150$	gut
ZDK-21	1200/382/300	C30/37	16	2,5	$\varnothing 10 / 150$	mäßig
ZDK-22²⁾	1200/350/300	C30/37	16	1,5	-	gut
ZDK-23²⁾	1200/382/300	C30/37	16	2,5	-	gut

¹⁾ Prüfung ZDK-3 nach 2 Tagen und ZDK-4 nach 48 Tagen (sonst Prüfung nach 14 Tagen)

²⁾ Die Versuche ZDK-22 und ZDK-23 wurden mit einer verbundfreien Vorlänge von $5 \varnothing_s$ ausgeführt

In den Versuchen ZDK-1 bis ZDK-8 wurden Dehnkörper mit unterschiedlichen Betonfestigkeitsklassen (C20/25, C30/37, C40/50, C50/60 und C70/85) und mit unterschiedlichem Betonalter (2 Tage, 14 Tage und 48 Tage) untersucht. Dies führte zu unterschiedlichen mechanischen Eigenschaften des Betons (u. a. Betondruckfestigkeit, Betonzugfestigkeit und Elastizitätsmodul) und zu einem unterschiedlichen Verhältnis zwischen Druck- und Zugfestigkeit. Die Versuche wurden jeweils mit einer Betondeckung von $1,5 \varnothing_s$ und $2,5 \varnothing_s$ bezogen auf den Längsstabdurchmesser durchgeführt. Im Versuch ZDK-12 wurde zusätzlich eine bezogene Betondeckung von $3,5 \varnothing_s$ betrachtet. Bei den Versuchen mit unterschiedlicher Betondeckung wurde der Abstand der Hauptbewehrungsstäbe konstant gehalten und die veränderte Betondeckung durch Vergrößerung der Querschnittshöhe realisiert. Dies ist in Abbildung 3.2 dargestellt. In den Versuchen ZDK-9 bis ZDK-11 wurden weitere Stabdurchmesser $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$ und $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ untersucht. Um die Prüfkörperabmessungen zu begrenzen, wurde der Versuch mit Stabdurchmesser $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ mit Beton der Festigkeitsklasse

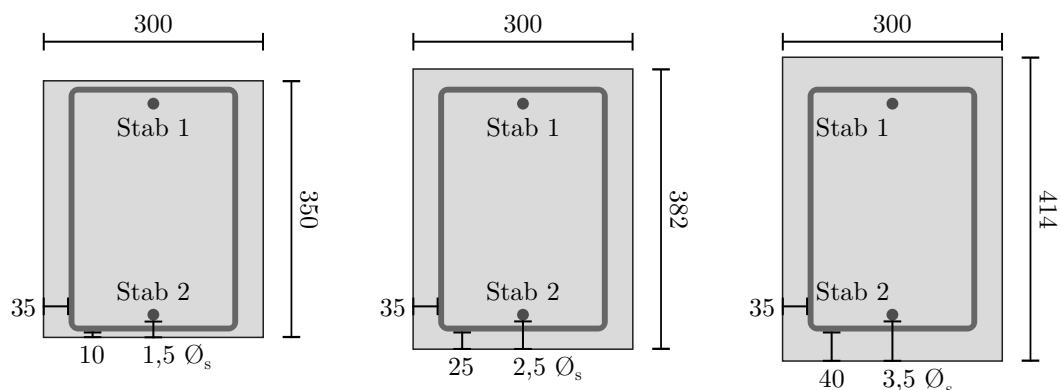


Abbildung 3.2: Variation der Betondeckung durch Vergrößerung des Betonquerschnitts, Versuche ZDK-1 bis ZDK-8 und ZDK-12 bis ZDK-23

C70/80 durchgeführt. In den Versuchen ZDK-13 bis ZDK-21 wurden zusätzlich gute und mäßige Verbundbedingungen betrachtet. Außerdem wurde in den Versuchen ZDK-16 bis ZDK-21 der Einfluss unterschiedlicher Querbewehrungsgrade untersucht. Da in der Literatur neben Ausziehversuchen teilweise auch bei Dehnkörperversuchen, Beam-End-Versuchen und sogar bei Balkenversuchen eine verbundfreie Vorlänge verwendet wird, wurde der Einfluss einer verbundfreien Vorlänge von $5 \varnothing_s$ in zwei weiteren Versuchen ZDK-22 und ZDK-23 betrachtet.

DIN EN 1992-1-1 und fib Model Code 2010 berücksichtigen bei mäßigen Verbundbedingungen eine um 30 % reduzierte Verbundfestigkeit [DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010]. In den experimentellen Untersuchungen wurde dieser Grenzwert nachgebildet, indem 30 % der Rippen- bzw. Mantelscherfläche mit einem offenporigen Schaumstoffklebeband abgedeckt wurde. Das Schaumstoffklebeband wurde an der Unterseite der Bewehrungsstäbe angebracht, um durch Sedimentation entstandene Fehlstellen zu simulieren. Das Verfahren ermöglicht unter Laborbedingungen eine gleichmäßige und reproduzierbare Schwächung des Verbundes und ermöglicht es, die Mechanismen mäßiger Verbundbedingungen – die Schädigung des Verbundes aufgrund von Hohlräumen unter den Bewehrungsstäben und die Verringerung der Betonfestigkeit aufgrund eines höheren w/z -Werts infolge von Sedimentation – zu trennen. Die Betonfestigkeit bleibt bei den experimentellen Untersuchungen mit guten und mäßigen Verbundbedingungen unverändert. Es wird lediglich eine Verbundschwächung an der Unterseite des Stabes eingebracht. Das Vorgehen ist in Abbildung 3.3 verdeutlicht.

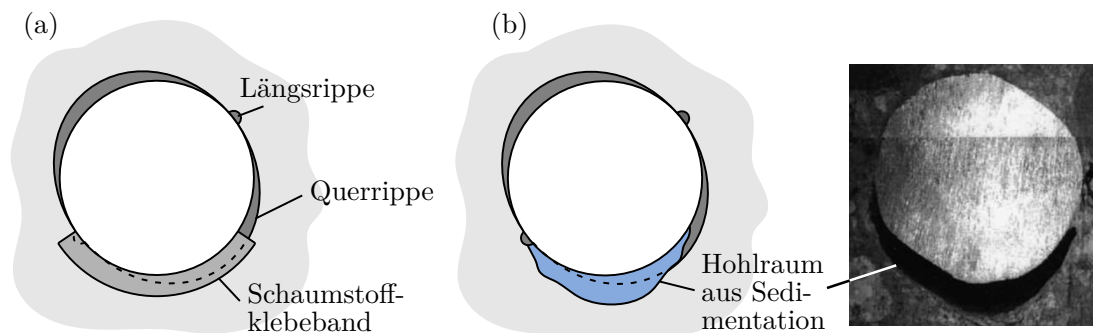


Abbildung 3.3: Mäßige Verbundbedingungen: (a) simulierte Fehlstelle mit Schaumstoffklebeband und (b) Fehlstelle durch Sedimentation; Videomikroskopaufnahme entnommen aus [Soylev u. François 2003]

3.3.2 Herstellung

Die Herstellung der Schalung, der Bewehrungskörbe und des Betons erfolgte am Laboratorium für den konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der Technischen Universität München, Abteilung Massivbau. Die Bestandteile der Betonrezepturen sind in Abschnitt 3.2.2 aufgeführt.

Die Probekörper wurden liegend mit horizontal ausgerichteter Bewehrung betoniert. Die exakte Lage der Längsbewehrungsstäbe wurde durch zwei passgenaue Bohrungen an den Stirnseiten der Holzschalung sichergestellt. Die Stäbe wurden stets so ausgerichtet, dass die beiden Rippenreihen einerseits zur nächstgelegenen Betonoberfläche und andererseits zur Mitte des Probekörpers zeigten.

Die Bewehrungskörbe wurden mit Abstandhaltern in Position gehalten. In jeden Probekörper wurden auf den Stirnseiten jeweils eine und auf der Füllseite zwei Gewindehülsen eingebracht, die als Anschlagpunkte für Transport und Einbau dienten. Die stirnseitigen Gewindehülsen konnten zusätzlich für die Messeinrichtung zur Schlupfmessung am belasteten Stabende mit induktiven Wegaufnehmern genutzt werden. Nach dem Einbringen des Betons wurde dieser mit einem Flaschenrüttler verdichtet.

Nach dem Betonieren wurden die Probekörper mit Folie abgedeckt und bei Raumtemperatur von ca. 20 °C gelagert. Das Ausschalen erfolgte nach 2 Tagen. In den ersten 7 Tagen nach dem Ausschalen wurden die Probekörper weiterhin mit feuchten Jutetüchern und Folie abgedeckt, um ein Austrocknen und die Bildung von Schwindrissen zu verhindern. Die Referenzprobekörper zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften des Betons wurden ebenfalls nach 2 Tagen ausgeschalt und unter den gleichen Bedingungen gelagert.

3.3.3 Messtechnische Instrumentierung

Zur genauen Erfassung des Verbundverhaltens in den experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Messsysteme eingesetzt. Neben der Aufzeichnung von Maschinenkraft und Maschinenweg in den kalibrierten Universalprüfmaschinen wurde ein quasikontinuierliches faseroptisches Dehnungsmesssystem (DFOS, engl. *Distributed Fiber Optic Sensing*) zur Messung der Dehnungen an den Bewehrungsstäben und an der Betonoberfläche verwendet. An den Stabenden wurden induktive Wegaufnehmer zur punktuellen Messung der Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton eingesetzt. Der Rissverlauf und der Rissfortschritt an der Probekörperoberfläche wurden mittels Nahbereichsphotogrammetrie und digitaler Bildkorrelation (DIC) gemessen. Vor und nach der Versuchsdurchführung wurden die Probekörper fotografiert und die Rissbildung an der Oberfläche genau dokumentiert.

Faseroptische Dehnungsmessung Die quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung (DFOS) basiert auf der Rayleigh-Rückstreuung des Frequenzspektrums eines kohärenten Lichtsignals und ermöglicht sehr hochauflösende Messungen mit Messpunktabständen von wenigen Millimetern und darunter. Gegenüber konventionellen Sensoren an diskreten Messpunkten, wie z. B. Dehnungsmessstreifen, induktiven Wegaufnehmern etc., liegt ein entscheidender Vorteil in dem wesentlich höheren Informationsgehalt aus einer nicht punktuellen, sondern kontinuierlichen Messung entlang der Sensorstrecke [Fischer et al. 2019b]. Insbesondere für die Bestimmung des lokalen Verbundverhaltens ergeben sich neue Anwendungsmöglichkeiten und Potenziale, die mit konventioneller Messtechnik in dieser Form bisher nicht möglich waren.

Für die faseroptische Dehnungsmessung wurde das Messgerät „ODiSI-A“ des Herstellers *Luna Inc.* verwendet. Dem Messgerät wurde ein „Optical Switch“ nachgeschaltet, der die serielle Messung von bis zu 36 faseroptischen Sensoren (FOS) ermöglicht. Bei diesem Verfahren muss bei jeder seriellen Umschaltung der Messung das Referenzfrequenzspektrum, der sogenannte „Faserkey“, geladen

werden, was eine Latenzzeit im Sekundenbereich bedeutet. Zum Zeitpunkt der Entwicklung war kein Messsystem für Mehrkanalmessungen auf dem Markt verfügbar, so dass dies ein Alleinstellungsmerkmal darstellte. Dazu wurde am Lehrstuhl für Massivbau der TUM eine eigene Messsoftware entwickelt. Mehrkanalige Messungen sind heute Stand der Technik und mittlerweile als kommerzielle Systeme verfügbar.

Bei den Versuchen kamen zwei unterschiedliche Sensortypen zum Einsatz – mit Polyimid bedampfte Glasfasersensoren auf den Bewehrungsstäben und mit Nylon ummantelte Glasfasersensoren auf der Betonoberfläche. Die sensitiven Polyimidfasern haben einen Durchmesser von nur ca. 100 μm und eignen sich für eine präzise orts aufgelöste Dehnungsmessung. Sie sind jedoch vergleichsweise wenig robust, so dass der Glasfaserkern in stark beanspruchten Bereichen (z. B. bei Rissbildung) schnell beschädigt werden kann. Die mit Nylon ummantelten Fasern mit einem Durchmesser von 1,0 mm sind weniger sensitiv, aber deutlich robuster. Sie können daher auch zur Dehnungsmessung an der Betonoberfläche eingesetzt werden, da sie die Spannungsspitzen bei Rissen geringer bis mittlerer Breite unbeschadet überstehen [Fischer et al. 2019b]. Durch die Nylonummantelung werden Dehnungsspitzen gedämpft, gleichzeitig werden lokale Dehnungsunterschiede weniger orts aufgelöst, sondern etwas diffuser erfasst.

Jeder Längsbewehrungsstab wurde mit zwei gegenüberliegenden Polyimidfasern instrumentiert (FOS 1 bis FOS 4), um eine präzise Messung zu erhalten und mögliche Auswirkungen der Stabbiegung zu kompensieren. Zu diesem Zweck wurde mit einer CNC-Fräse entlang der beiden Längsrippen eine 1 mm tiefe und 1 mm breite Nut in den Betonstahl gefräst. Eine stichprobenartige Vermessung der Nut ergab Tiefenabweichungen von maximal 0,2 mm. Die Polyimidfaser wurde in die Nut eingelegt und leicht gespannt. Anschließend wurde die Nut mit einem hochfesten mineralischen Kleber vergossen. Nach dem Aushärten des Klebers wurde die Nut mit einem Butylkautschukstreifen verschlossen, um die Messfaser während des Betonierens und der Prüfung vor mechanischen Einflüssen zu schützen. Zur Messung der Betondehnung wurden Nylonfasern auf allen Seiten mittig auf die Oberfläche des Probekörpers geklebt (FOS 5 bis FOS 8). Abbildung 3.4 zeigt schematisch die Anordnung der faseroptischen Sensoren bei den zentrischen Dehnkörperversuchen.

Induktive Wegaufnehmer Die Belastung der Bewehrungsstäbe führt zu einer relativen Verschiebung zwischen Stahl und Beton, dem Schlupf. Der kontinuierliche Verlauf dieses Schlupfes kann mit Hilfe der faseroptischen Dehnungsmessung erfasst werden. Zur Plausibilisierung des ermittelten Schlupfverlaufs wurden bei allen Versuchen induktive Wegaufnehmer an den belasteten Stabenden der Bewehrung angebracht. Es wurden induktive Wegaufnehmer des Typs WT5 des Herstellers *Messotron* mit einer Nennmesslänge von 5 mm verwendet. Der Hersteller gibt einen Linearitätsfehler von maximal $\pm 0,5\%$ des Gesamtweges (entspricht 12,5 μm) an. Eine Kalibrierung ausgewählter induktiver Wegaufnehmer ergab eine relative Anzeigeabweichung von maximal 0,79 % bei 1,0 mm Messweg (entspricht 7,9 μm).

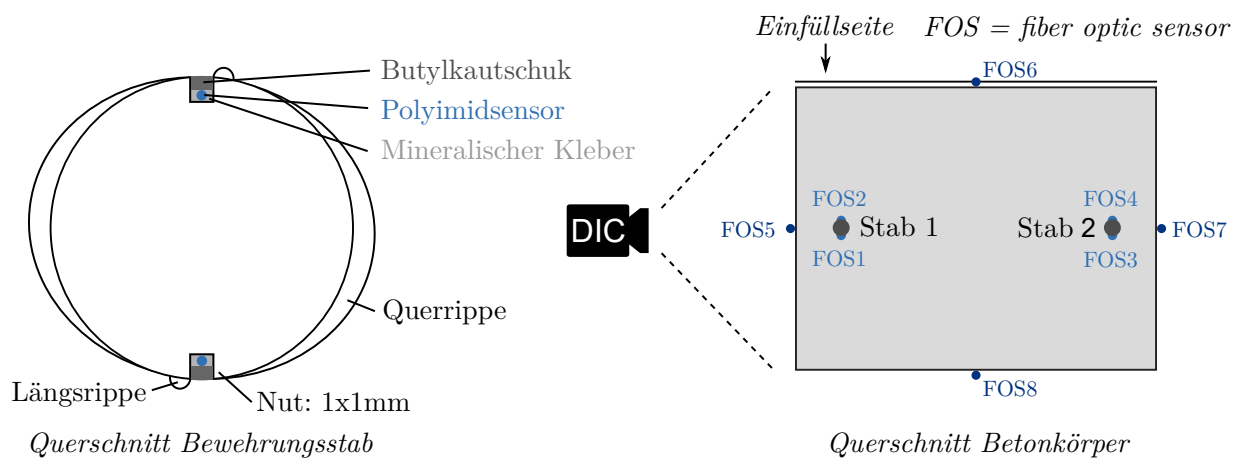


Abbildung 3.4: Positionierung der faseroptischen Sensoren (FOS) bei den zentralen Dehnkörperversuchen

Digitale Bildkorrelation Zur Erfassung der Rissbildung wurde ein auf digitaler Bildkorrelation (DIC) basierendes Verfahren eingesetzt. Dabei werden aus Bildserien mit stochastischer Mustererkennung 2D-Koordinaten berechnet und anhand von Referenzbildern des unbelasteten Zustandes Verschiebungen und Verzerrungen ermittelt. Messsysteme für die Nahbereichsphotogrammetrie mittels DIC bestehen aus dem Aufnahmesystem (industrielle Systemkamera), dem Messsystem und dem Auswertesystem [Luhmann 2018]. Für die Auswertung wurde die kommerzielle Software *GOM Correlate 2018* des Systemherstellers *Carl Zeiss GOM Metrology GmbH* (ehem. *GOM mbH*) verwendet [GOM Correlate 2018]. Vor den Versuchen wurde die Oberfläche der Probekörper mit einem flächigen stochastischen Schwarz-Weiß-Muster präpariert und einzelne retrospektive Messpunkte aufgebracht (Abb. 3.5). Mit einer oder mehreren hochauflösenden Kameras (optische Sensoren) wurden während des Versuchs Bilder des Messfeldes des unbelasteten und sukzessiv belasteten Probekörpers mit einer Messfrequenz von 0,5 Hz aufgenommen. Im Postprocessing wird das Ausgangsbild des unbelasteten Prüfkörpers in eine Vielzahl kleiner Facetten mit anwendungsabhängiger Größe und Abstand unterteilt. Anhand der charakteristischen Grauwertverteilung können die entsprechenden Muster der Facetten der weiteren Belastungszustände identifiziert und die 2D-Koordinaten berechnet werden. Über einen Verzerrungstensor, der die relativen Verschiebungen zwischen den berechneten Koordinaten wiedergibt, werden die Verzerrungen in X- und Y-Richtung sowie die Haupt- und Nebenformänderungen berechnet [GOM 2018]. Weiterhin können Rissbreiten bestimmt werden. Zur Plausibilisierung der Messergebnisse wurden die Rissbreiten an ausgewählten Versuchen mit einer Risslupe gemessen und mit den Ergebnissen aus digitaler Bildkorrelation verglichen.

3.3.4 Versuchsdurchführung

Die Versuche mit Bewehrungsstäben $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$ und $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$ wurden vertikal in einer kombinierten Zug-Druck-Prüfmaschine vom Typ Z600 des Herstellers Zwick-Roell mit einer maximalen Lastkapazität von 600 kN durchgeführt. Die Versuche mit Bewehrungsstäben $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$

wurden vertikal in einer kombinierten Zug-Druck-Prüfmaschine vom Typ PCCC des Herstellers Schenk-Trebel mit einer maximalen Lastkapazität von 4 MN Zugkraft durchgeführt.

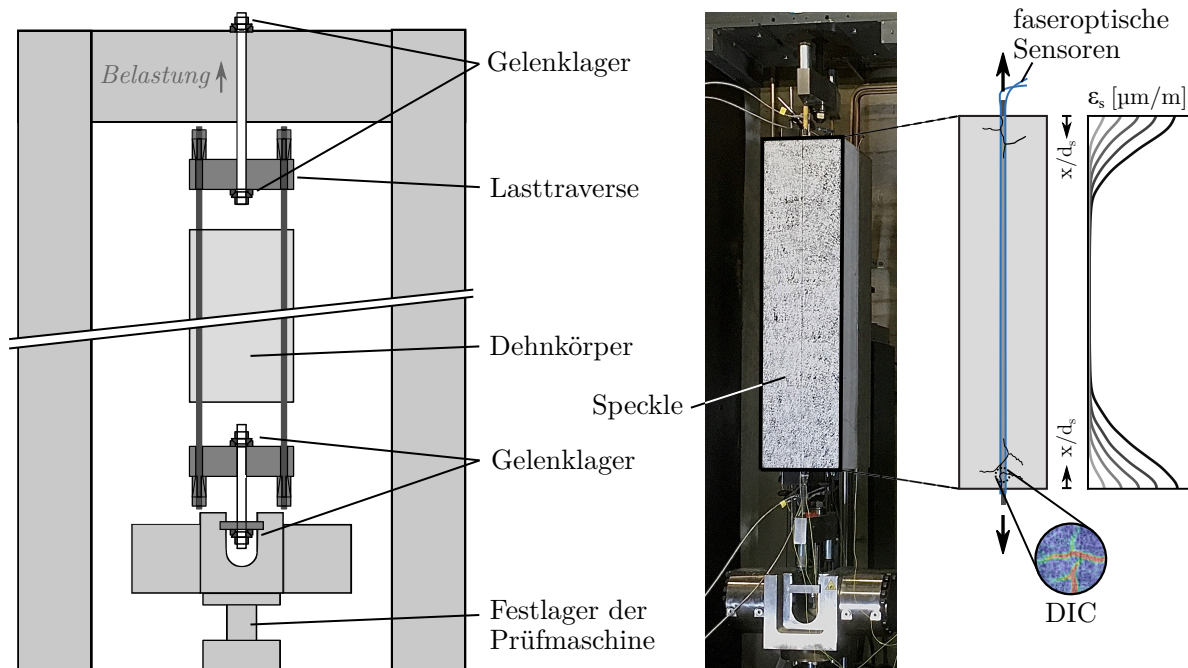


Abbildung 3.5: Versuchsaufbau der zentralen Dehnkörperversuche mit faseroptischer Dehnungsmessung und DIC

Die Bewehrungsstäbe wurden mit Keilen an einer Traverse verankert und über eine Aufhängekonstruktion an der Prüfmaschine angehängt. Die Probekörper sowie die Aufhängekonstruktion waren mit Kalotten gelenkig gelagert, so dass sie sich bei Zugbelastung frei ausrichten konnten. Abbildung 3.5 zeigt beispielhaft den Versuchsaufbau. Im Versuch wurde die Last weggeregelt aufgebracht. Die Belastungsgeschwindigkeit orientierte sich an den RILEM-Empfehlungen, Abschnitt RC6 [RILEM 1994] für Ausziehversuche. Die empfohlene Belastungsgeschwindigkeit v beträgt in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser \varnothing_s :

$$v = 0,5 \cdot \varnothing_s^2 \text{ [N/s]} = 38,2 \text{ [N/mm}^2\text{/min}^{-1}] \quad (\varnothing_s \text{ in mm}) \quad (3.1)$$

Zu Beginn der Versuche stieg die Systemkraft sehr langsam an, da zunächst der Schlupf durch die Klemmkeile und die lose Aufhängung überwunden werden musste. Im weiteren Versuchsverlauf wurde die Versuchsgeschwindigkeit nach RILEM-Empfehlung in allen Versuchen sehr gut angenähert. In Abbildung 3.6 ist die Belastungshistorie sowie das Kraft-Weg Diagramm exemplarisch anhand des Versuchs ZDK-6 dargestellt. Der Versuchskörper wurde bis zum Erreichen der Streckgrenze bei ca. 500 N/mm^2 belastet. Alle 100 N/mm^2 wurden Lasthaltepunkte definiert, an denen die Last 60 Sekunden lang gehalten wurde, so dass während dieser Zeit manuelle Referenzmessungen (wie z. B. Rissbreitenmessungen mit der Risslupe) durchgeführt werden konnten.

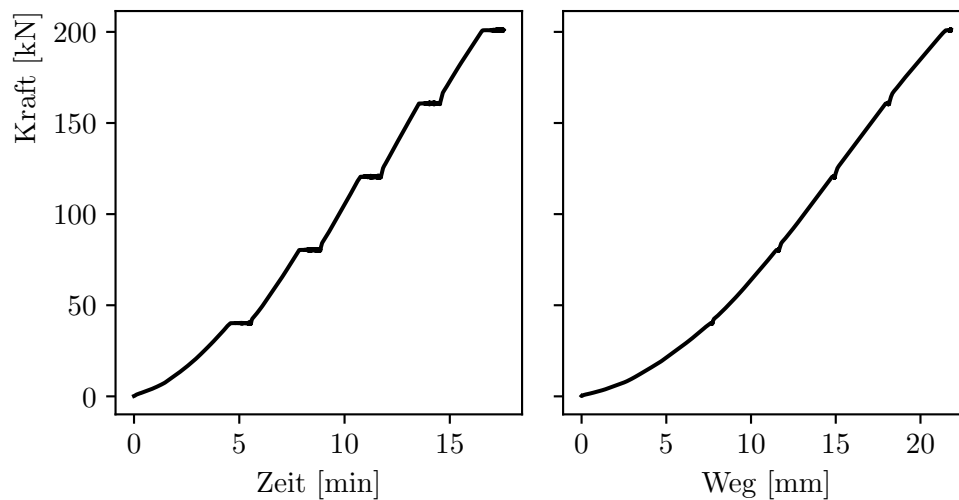


Abbildung 3.6: Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-6

3.3.5 Datenverarbeitung

Ausgehend von der faseroptischen Dehnungsmessung sind weitere Schritte der Datenverarbeitung (Postprocessing) erforderlich, um die kontinuierlichen Verläufe von Stahlspannung, Verbundspannung und Schlupf zu ermitteln. Des Weiteren wurden aus den örtlich hochaufgelösten Messungen lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen abgeleitet. Das entwickelte Verfahren, das auf der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes basiert, sowie eine Überprüfung auf Plausibilisierung sind nachfolgend dargestellt.

Dehnungs-, Verbundspannungs- und Schlupfverteilung

Beim Dehnkörperversuch werden die im Betonkörper eingebetteten Bewehrungsstäbe auf Zug beansprucht. Die Last wird bei einer ausreichenden Verbundlänge nahezu vollständig vom Bewehrungsstab auf den Betonkörper übertragen. Die Dehnung der Bewehrungsstäbe und des Betonkörpers wurden während des Versuchs kontinuierlich mittels faseroptischer Dehnungsmessung erfasst (Abb. 3.7). Die Verläufe der Stahlspannung, der Verbundspannung und des Schlupfes zwischen Stahl und Beton ergeben sich als mathematische Transformation aus den Dehnungen von Stahl und Beton und basieren auf der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes (siehe Abschn. 2.1.4).

Durch Multiplikation der Stahldehnungsverteilung $\varepsilon_s(x)$ mit dem in Referenzversuchen ermittelten Elastizitätsmodul E_s des Bewehrungsstahls kann die Stahlspannungsverteilung $\sigma_s(x)$ entlang der Stabachse nach Gleichung 3.2 berechnet werden. Als Kontrolle dienen die freien Enden der Bewehrungsstäbe, da die dort ermittelte Spannung mit der aufgebrachten Prüfkraft übereinstimmen muss.

$$\sigma_s = \varepsilon_s(x) \cdot E_s \quad (3.2)$$

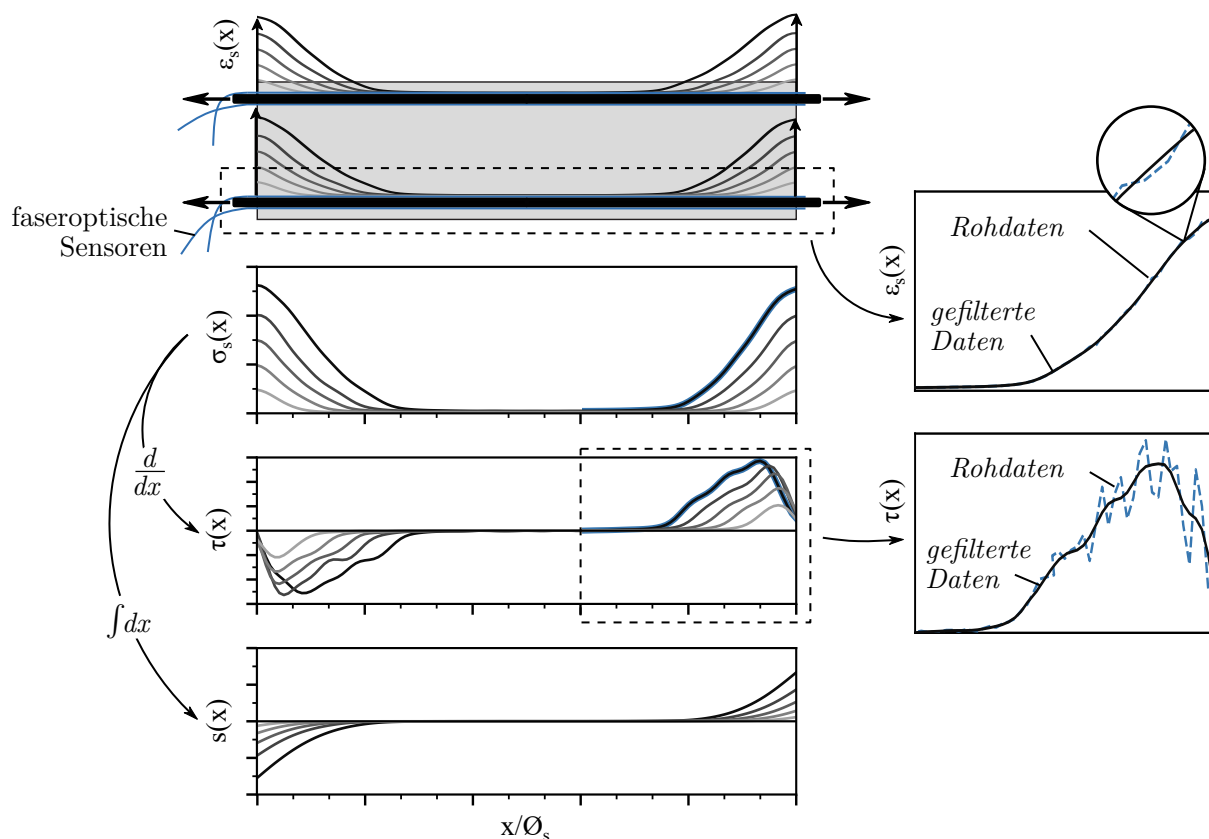


Abbildung 3.7: Kontinuierliche Dehnungs-, Stahlspannungs-, Verbundspannungs- und Schlupfverteilung von Versuch ZDK-6 (Beton C50/60, $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$, $c = 2,5 \varnothing_s$)

Durch numerische Differentiation der Stahlspannungsverteilung $\sigma_s(x)$ wird die nichtlineare Verteilung der Verbundspannung $\tau(x)$ nach Gleichung 3.3 berechnet:

$$\tau(x) = \frac{d\sigma_s(x)}{dx} \cdot \frac{\varnothing_s}{4} \quad (3.3)$$

Störungen und Messartefakte bei der Dehnungsmessung haben einen erheblichen Einfluss auf die durch numerische Differentiation ermittelte Verbundspannungsverteilung. Um diese Einflüsse zu reduzieren, werden effektive Filteroperatoren auf die Rohdaten der Messungen angewendet. Ziel ist es, die ursprüngliche Dehnungsverteilung nahezu unverändert zu erhalten und gleichzeitig eine ausreichende Glättung für die numerische Differentiation zu gewährleisten. Ein Beispiel für die Vorgehensweise ist in Abbildung 3.7 dargestellt. Die dort aus den Rohdaten abgeleitete Verbundspannungsverteilung streut aufgrund von Messartefakten in der Ausgangsmessung. Aus diesem Grund wurden die Rohdaten vor der numerischen Berechnung der Verbundspannungsverteilung gefiltert. Die gefilterte Dehnungsverteilung und die Messkurven der Rohdaten sind nahezu deckungsgleich, was auf eine plausible Verbundspannungsverteilung auch nach der Filterung der Rohdaten schließen lässt. Bei der Auswertung wurde darauf geachtet, dass alle Versuchsergebnisse dem gleichen Filtergrad entsprechen.

Durch Integration der Differenz zwischen der Stahldehnungsverteilung $\varepsilon_s(x)$ und der Betondehnungsverteilung $\varepsilon_c(x)$ wird der Schlupf zwischen Bewehrung und Beton ermittelt (Gl. 3.4). Die Verbundkräfte werden von der Bewehrung geneigt in den Beton eingeleitet, wodurch radiale Zugspannungen um die Bewehrung entstehen. Überschreiten diese Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, führen sie zu Längs- oder Spaltrissen entlang der Bewehrungsstäbe. Längsrisse treten an den Lasteinleitungsbereichen bereits bei geringer Belastung auf. Die Messung von Betondehnungen an gerissenem Beton ist nicht immer problemlos möglich, da an Rissen mit der faseroptischen Dehnungsmessung lokal infinite Verzerrungszustände gemessen werden. Dies gilt auch für Längsrisse im Lasteinleitungsbereich, die die an der Betonoberfläche angebrachten Messfasern kreuzen. Aus diesem Grund werden für die Berechnung des Schlupfverlaufs nicht die tatsächlich gemessenen Betondehnungen, sondern idealisierte Betondehnungsverläufe verwendet. Zur Bestimmung der idealisierten Betondehnungsverteilung werden zwei wesentliche Annahmen getroffen: Zum einen wird angenommen, dass die Betondehnungsverteilung die Verteilung der übertragenen Stahlzugkraft widerspiegelt. Diese Annahme ergibt sich aus dem Kräftegleichgewicht, bei dem die Last je nach Lage im Probekörper anteilig von der Bewehrung und vom Beton aufgenommen wird. Andererseits weisen Bewehrung und Beton bei ausreichender Lasteinleitungslänge in der Mitte des Probekörpers gleiche Dehnungen auf (Dehnungsgleichgewicht). Aus dieser Betrachtung kann die idealisierte Betondehnungsverteilung berechnet werden. Dies ist in Abbildung 3.8 dargestellt. Die gemessene und die berechnete Betondehnungsverteilung zeigen mit Ausnahme der durch Längsrisse gestörten Bereiche eine sehr gute Übereinstimmung. Mit der angenommenen Betondehnungsverteilung aus Gleichung 3.5 wird der Schlupf zwischen Bewehrungsstab und Beton wie folgt bestimmt:

$$s(x) = \int (\varepsilon_s(x) - \varepsilon_c(x)) \cdot dx \quad (3.4)$$

$$\text{mit } \varepsilon_c(x) = [\varepsilon_s(x=0) - \varepsilon_s(x)] \cdot \frac{\varepsilon_s(x=l/2)}{\varepsilon_s(x=0) - \varepsilon_s(x=l/2)} \quad (3.5)$$

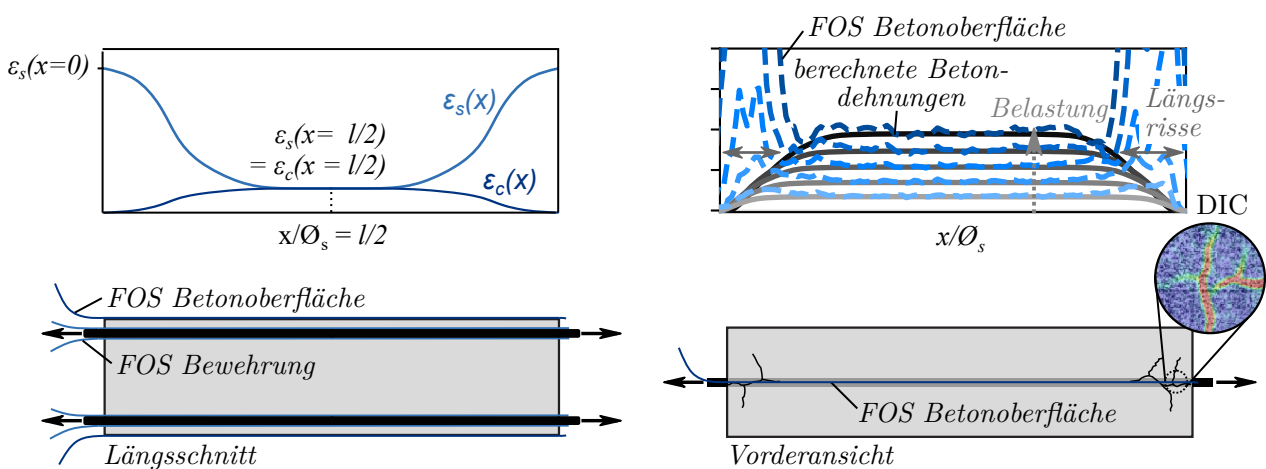


Abbildung 3.8: Prinzipdarstellung der idealisierten Betondehnungsverteilung (links) und Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Betondehnungsverteilung (rechts)

Plausibilisierung der faseroptischen Dehnungsmessung

Zur Plausibilisierung der Verläufe von Stahlspannung, Verbundspannung und Schlupf aus der faseroptischen Dehnungsmessung werden diese mit anderen Messungen verglichen. Zur Überprüfung der Stahlspannung an den belasteten Stabenden wird diese der Maschinenkraft gegenübergestellt. Um die aus der faseroptischen Dehnungsmessung ermittelte Schlupfverteilung zu verifizieren, wurde der Schlupf an den belasteten Stabenden zusätzlich mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Abbildung 3.9 zeigt beispielhaft die Messwerte des Schlupfes am belasteten Stabende aus der faseroptischen Dehnungsmessung sowie die punktuelle Referenzmessung mit induktiven Wegaufnehmern am belasteten Stabende von Versuch ZDK-6.

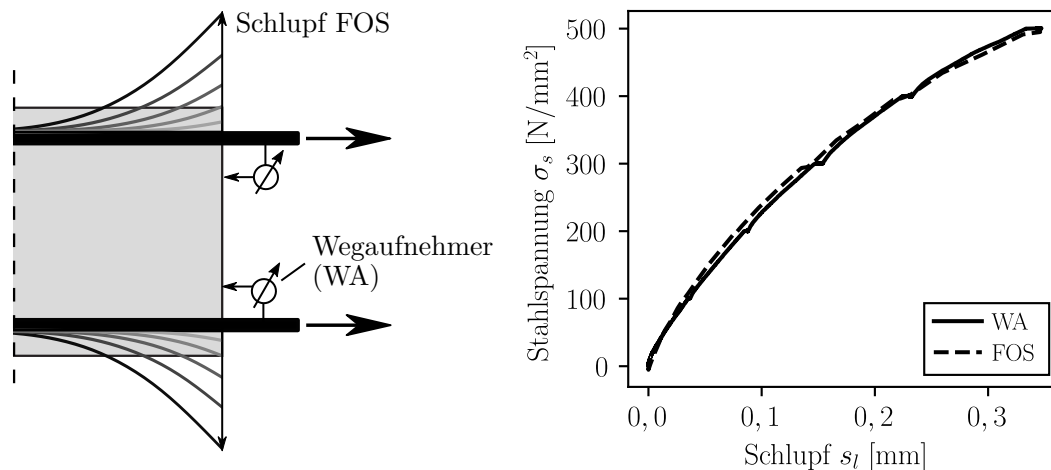


Abbildung 3.9: Vergleich der Schlupfmessung mittels Wegaufnehmer und faseroptischer Dehnungsmessung von Versuch ZDK-6

In Abbildung 3.10 (a) ist die aus der faseroptischen Dehnungsmessung am belasteten Stabende ermittelte Stahlspannung mit der Kraftmessung der Prüfmaschine aller Versuche ZDK-1 bis ZDK-21 gegenübergestellt. Der Vergleich der beiden Messmethoden zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit einem Bestimmtheitsmaß des Mittelwertes über alle Versuche von über 99 % und einer Standardabweichung von nur 3,2 %. Der aus der faseroptischen Dehnungsmessung abgeleitete Schlupf am belasteten Stabende aller Versuche ZDK-1 bis ZDK-21 zeigt ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung ($R^2 = 98,3 \%$, $SD = 8,9 \%$) mit den mittels induktiven Wegaufnehmern gemessenen Schlupfwerten (Abb. 3.10 (b)). Lediglich bei höheren Laststufen traten bei den FOS-Messungen etwas höhere Schlupfwerte auf. Diese Abweichungen sind auf das beginnende Ende der Proportionalitätsgrenze des Stahls sowie auf einen partiellen Betonausbruch zurückzuführen, der bei induktiven Wegaufnehmern zu geringeren Schlupfwerten führte. Bei Schlupfwerten bis 0,3 mm sind die Messungen mit FOS und induktiven Wegaufnehmern nahezu identisch.

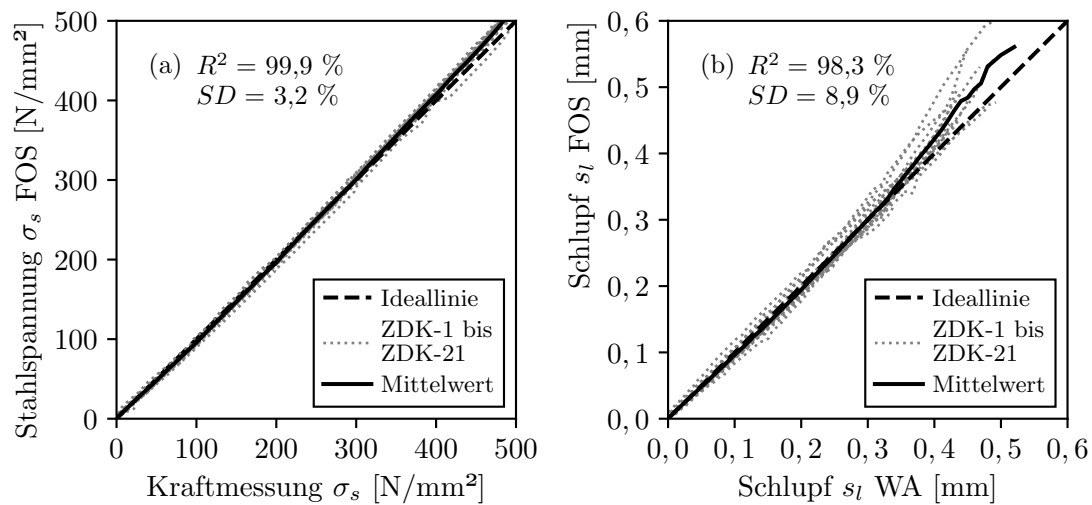


Abbildung 3.10: (a) Vergleich der Kraftmessung der Prüfmaschine mit der ermittelten Stahlspannung aus der faseroptischen Dehnungsmessung und (b) Vergleich der Schlupfmessung mit induktiven Wegaufnehmern und der Schlupfmessung ermittelt aus der faseroptischen Dehnungsmessung

Lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Das Verbundverhalten wird üblicherweise durch eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung beschrieben. Bei Ausziehversuchen wird dazu eine konstante Verbundspannungsverteilung über die kurze Verbundlänge angenommen und der Schlupf i. d. R. am unbelasteten Ende des Bewehrungsstabes gemessen. In Wirklichkeit sind jedoch weder die Verbundspannungsverteilung noch die Schlupfverteilung konstant. Wie in Abschnitt 2.1.3 beschrieben, ändert sich die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung je nachdem, an welcher Stelle der Schlupf gemessen wird. Die Schlupfmessung am unbelasteten Stabende gibt ein zu steifes Verbundverhalten wieder, während die Schlupfmessung am belasteten Stabende das Gegenteil bewirkt. Zusätzlich wird in der Nähe von Primärrissen ein lokal verändertes Verbundverhalten beobachtet (siehe Abschn. 2.2.7 „Lokales Verbundverhalten in Rissnähe“). Die Bestimmung einer exakten lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist mit konventioneller Messtechnik nicht ohne weiteres möglich. Die faseroptische Dehnungsmessung ermöglicht dagegen eine quasikontinuierliche Erfassung der Verbundspannungs- und Schlupfverteilung und die Ableitung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für jeden Messpunktabstand.

Dazu wird an jeder Stelle entlang des belasteten Stabes der zeitliche Verlauf von Verbundspannung und Schlupf zueinander in Beziehung gesetzt (Abb. 3.11). Die experimentellen Untersuchungen zeigen, dass die Verbundspannungsverteilung am belasteten Stabende nicht sprunghaft ansteigt, sondern sich erst allmählich aufbaut. Dieses Phänomen ist auf eine lokale Abnahme der Verbundsteifigkeit und -festigkeit in unmittelbarer Nähe eines Primärrisses zurückzuführen. Mit Hilfe der faseroptischen Dehnungsmessung kann dieses lokale, ortsabhängige Verbundverhalten genau quantifiziert und in der Modellbildung berücksichtigt werden. Im Abstand des vier- bis fünffachen Stabdurchmessers vom Primärriss unterliegt der Verbund noch einer lokal reduzierten Kraftübertragung. In den weiter

entfernten Bereichen ist der Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Schlupf dagegen, abgesehen von lokalen Mess- und Gefügeschwankungen, weitgehend konstant.

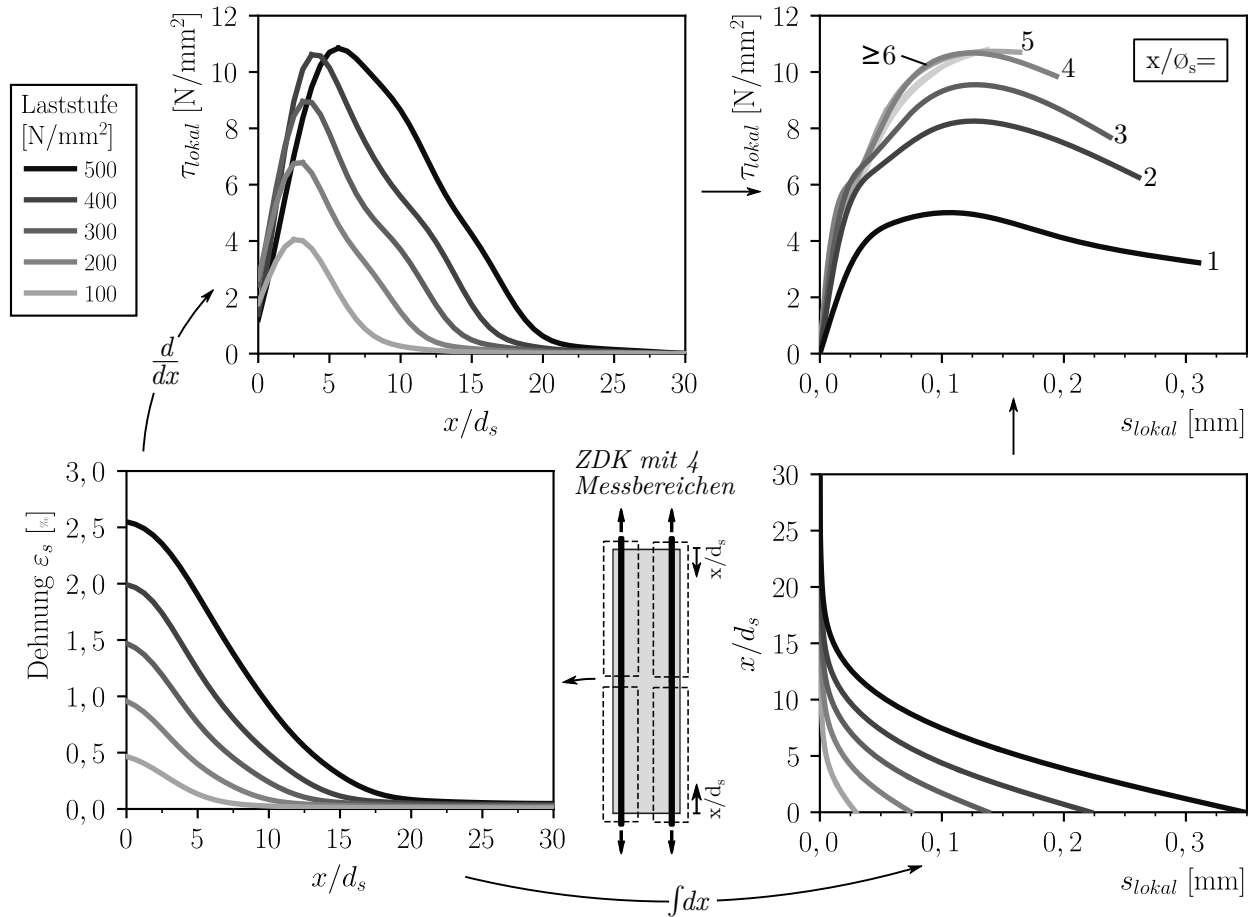


Abbildung 3.11: Bestimmung einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung am Beispiel des Versuchs ZDK-6

3.3.6 Versuchsergebnisse

Nachfolgend sind die wesentlichen Ergebnisse der Dehnkörperversuche dargestellt. Bei den dargestellten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen handelt es sich um ortsunabhängige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, die außerhalb des lokalen Einflusses des Randbereiches ($x/\varnothing_s > 5$) ermittelt wurden. Das hierzu verwendete Verfahren ist in Abschnitt 3.3.5 („Lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung“) beschrieben. Für die Darstellung der Versuche wurden die vier Lasteinleitungsbereiche jedes Dehnkörperversuchs gemittelt und die einzelnen Messwerte innerhalb eines Streubandes dargestellt.

Materialkennwerte des Betons

Die Materialkennwerte des Betons wurden am Tag der Versuchsdurchführung an Referenzprüfkörpern bestimmt. Haupt- und Referenzprüfkörper wurden mit der gleichen Betoncharge betoniert und identisch gelagert. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$, die mittlere Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ und der mittlere Elastizitätsmodul E_{cm} des Betons wurden als Mittelwerte jeweils an mindestens 3 Betonzylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm bestimmt. Nach DIN EN 1992-1-1 wurde die Betonzugfestigkeit aus der Betonspaltzugfestigkeit berechnet [DIN EN 1992-1-1]. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ wurde aus mindestens 3 Druckfestigkeitsversuchen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm ermittelt. Die Materialkennwerte der zentrischen Dehnkörperversuche sind in Tabelle 3.7 aufgeführt.

Tabelle 3.7: Materialkennwerte des Betons der zentrischen Dehnkörperversuche

Versuch	Beton- festigkeits- klasse	Beton- rezeptur	Beton- alter	Zylinder $f_{cm,cyl}$	Würfel $f_{cm,cube}$	Spaltzug $f_{ctm,sp}$	Zugfest. $f_{ctm}^{1)}$	E-Modul E_{cm}
	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
ZDK-1	C30/37	A30	14	38,6	44,0	3,06	2,75	31357
ZDK-2	C30/37	A30	14	38,6	44,0	3,06	2,75	31357
ZDK-3	C20/25	A30	2	29,2	30,9	2,68	2,41	27866
ZDK-4	C40/50	A30	48	50,6	-	3,2	2,88	33000
ZDK-5	C50/60	A50	14	59,1	65,8	3,95	3,56	34573
ZDK-6	C50/60	A50	14	59,1	65,8	3,95	3,56	34573
ZDK-7	C70/80	A70	14	76,6	83,1	4,37	3,93	37092
ZDK-8	C70/80	A70	14	76,6	83,1	4,37	3,93	37092
ZDK-9	C30/37	A30	14	37,4	44,4	2,74	2,47	31392
ZDK-10	C30/37	A30	14	37,4	44,4	2,74	2,47	31392
ZDK-11	C70/80	A70	14	74,5	82,8	4,74	4,27	38504
ZDK-12	C30/37	A30	14	39,2	44,0	2,79	2,51	30783
ZDK-13	C30/37	A30	14	39,2	44,0	2,79	2,51	30783
ZDK-14	C70/80	A70	14	79,5	91,6	3,89	3,50	38504
ZDK-15	C70/80	A70	14	79,5	91,6	3,89	3,50	38504
ZDK-16	C30/37	A30	14	36,4	40,3	2,78	2,50	31601
ZDK-17	C30/37	A30	14	36,4	40,3	2,78	2,50	31601
ZDK-18	C30/37	A30	13	37,8	42,4	3,24	2,91	31686
ZDK-19	C30/37	A30	13	37,8	42,4	3,24	2,91	31686

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle 3.7 – Fortsetzung von der vorherigen Seite

ZDK-20	C30/37	A30	14	38,0	42,2	2,88	2,59	31580
ZDK-21								
ZDK-22	C30/37	A30	14	36,8	41,1	2,53	2,28	32456
ZDK-23								

1) Berechnet aus der Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ ($f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp}$)

Nach DIN EN 1992-1-1 ist für die mittlere Zylinderdruckfestigkeit unabhängig von der Betonfestigkeitsklasse ein Vorhaltemaß von 8 N/mm^2 gegenüber der charakteristischen Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} vorzusehen [DIN EN 1992-1-1]. Am Beispiel der Betonfestigkeitsklasse C30/37 betrug der Zielwert der mittleren Zylinderdruckfestigkeit somit $f_{cm,cyl} = 38 \text{ N/mm}^2$. Für alle Betondruckfestigkeitsklassen wurde analog verfahren.

Zur Herstellung des Betons wurden schnellerhärtende Protlandzemente (CEM I 52,5 R und CEM I 42,5 R) verwendet. Der exemplarische Erhärtungsverlauf einer Probebetonage, ermittelt an Betonwürfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm, ist in Abbildung 3.12 dargestellt. Die Druckfestigkeit des Betons veränderte sich nach 14 Tagen praktisch nicht mehr. Um den Versuchsablauf zu beschleunigen, wurden die Dehnkörperversuche statt nach 28 Tagen i. d. R. bereits nach 14 Tagen geprüft. Lediglich die Versuche ZDK-2 und ZDK-4 wurden nach 2 bzw. 48 Tagen geprüft, um unterschiedliche Betonfestigkeiten zu erhalten und den Einfluss des Betonalters zu überprüfen, der sich in einem unterschiedlichen Verhältnis von Betondruckfestigkeit und Betonzugfestigkeit äußert (siehe Abschn. 2.2.4 „Betonalter“).

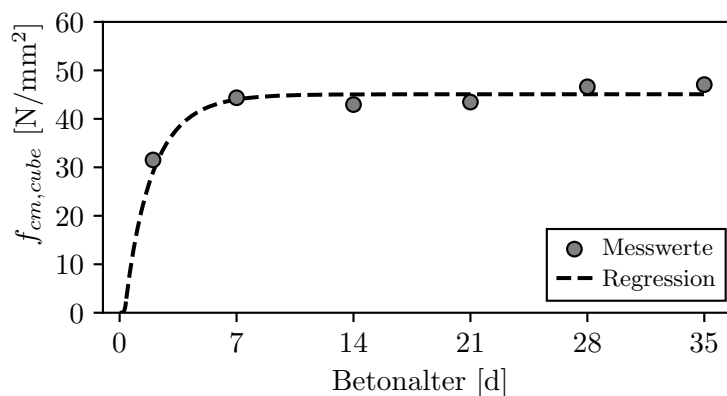


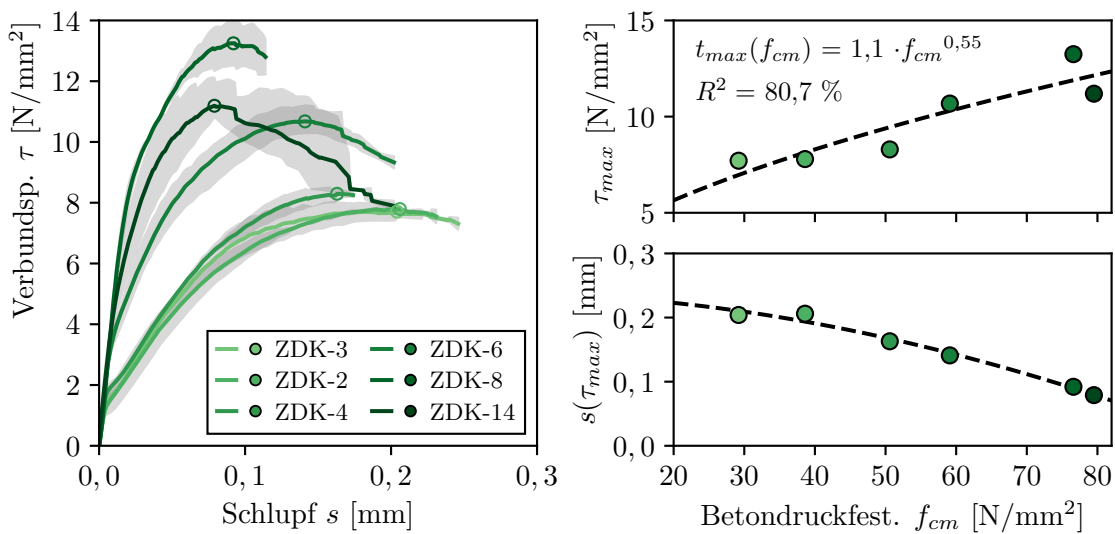
Abbildung 3.12: Exemplarischer Erhärtungsverlauf des Betons (Betonrezeptur A30) mit der Festigkeitsklasse C30/37

Betondruckfestigkeit

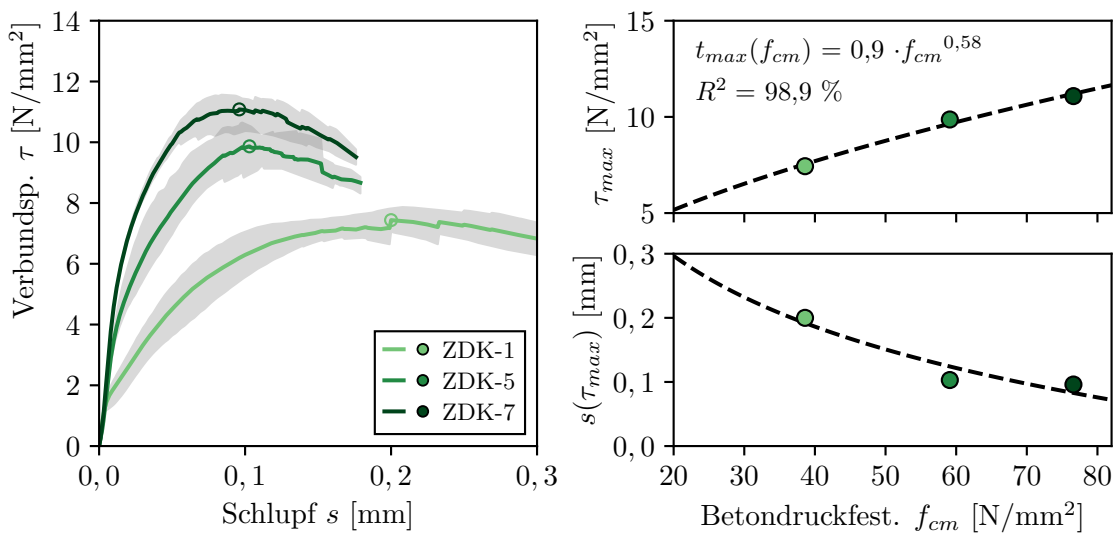
In einer Parameterstudie wurde der Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cm} auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Die Betondruckfestigkeit wurde an Betonzyllindern mit einem Durchmesser von

150 mm ermittelt. Abbildung 3.13 zeigt die in den Versuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) sowie die in den Versuchen ermittelten maximalen Verbundspannungen τ_{\max} und die zugehörigen Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung $s(\tau_{\max})$. In einer ersten Versuchsreihe wurden Dehnkörper mit einer bezogenen Betondeckung von $c/\varnothing_s = 2,5$ (Abb. 3.13 (a)) und in einer zweiten Versuchsreihe mit einer bezogenen Betondeckung von $c/\varnothing_s = 1,5$ (Abb. 3.13 (b)) untersucht. Die Versuchskörper wurden mit Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16$ mm, ohne Querbewehrung und mit guten Verbundbedingungen hergestellt.

Mit zunehmender Betondruckfestigkeit konnten in den Versuchen höhere Verbundspannungen übertragen werden. Außerdem nahm mit steigender Betondruckfestigkeit auch die Verbundsteifigkeit zu,



(a) gemeinsame Parameter: $c/\varnothing_s = 2,5$, $\varnothing_s = 16$ mm, ohne Querb., gute Verbundbed.



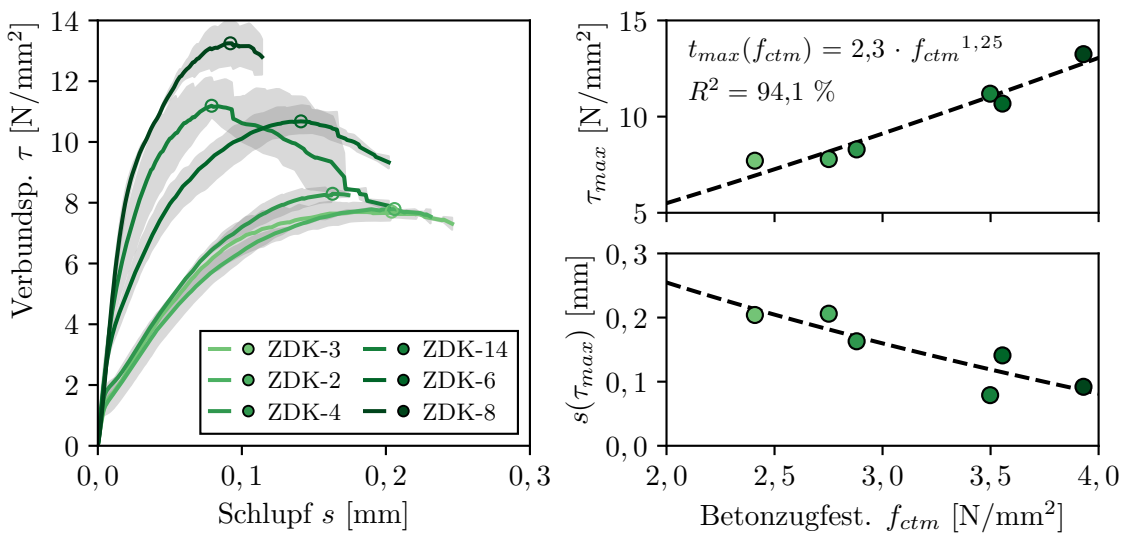
(b) gemeinsame Parameter: $c/\varnothing_s = 1,5$, $\varnothing_s = 16$ mm, ohne Querb., gute Verbundbed.

Abbildung 3.13: Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cm}

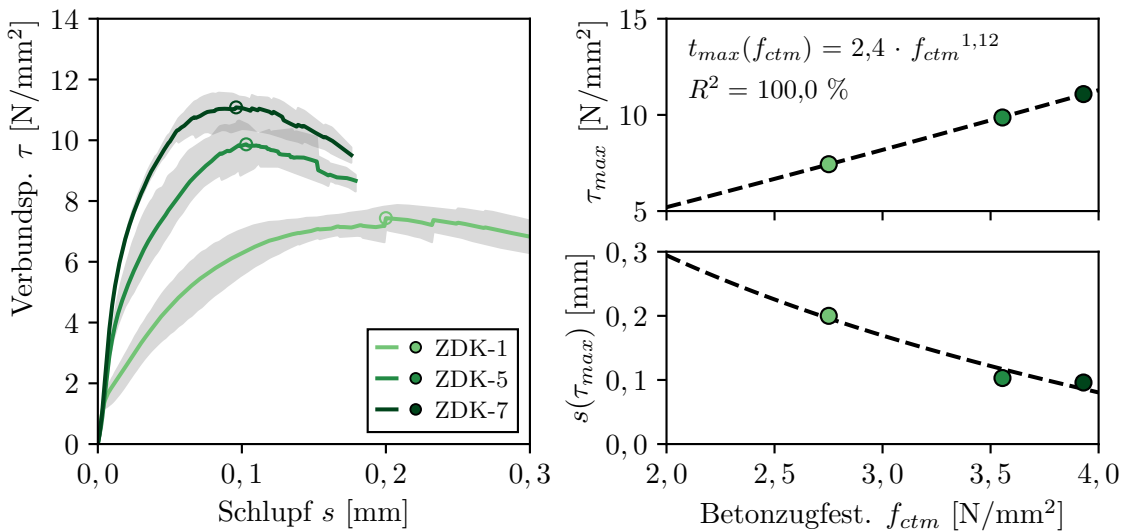
so dass der Schlupf abnahm. Mittels Regressionsanalyse wurde die Funktion von τ_{max} in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_{cm} bestimmt. Beide Versuchsreihen liefern ein übereinstimmendes Ergebnis mit dem Einfluss $\tau_{max} \sim f_{cm}^{0,55}$ bzw. $\tau_{max} \sim f_{cm}^{0,58}$. In der Literatur wird für den Einfluss von τ_{max} in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_{cm} ein Exponent zwischen 0,25 und 0,66 angegeben (vgl. Abschn. 2.2.4 „Betonfestigkeit“).

Betonzugfestigkeit

In einer Parameterstudie wurde der Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ctm} auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Es handelt sich um den gleichen Versuchsdatensatz wie bei der Parameterstudie zur



(a) gemeinsame Parameter: $c/\varnothing_s = 2,5$, $\varnothing_s = 16$ mm, ohne Querb., gute Verbundbed.



(b) gemeinsame Parameter: $c/\varnothing_s = 1,5$, $\varnothing_s = 16$ mm, ohne Querb., gute Verbundbed.

Abbildung 3.14: Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ctm}

Betondruckfestigkeit. Die Betonzugfestigkeit wurde aus der Spaltzugfestigkeit an Betonzylindern mit einem Durchmesser von 150 mm ermittelt. Abbildung 3.14 zeigt die in den Versuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) sowie die in den Versuchen ermittelten maximalen Verbundspannungen τ_{\max} und die zugehörigen Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung $s(\tau_{\max})$. In einer ersten Versuchsreihe wurden zentrische Dehnkörper mit einer bezogenen Betondeckung von $c/\varnothing_s = 2,5$ (Abb. 3.14 (a)) und in einer zweiten Versuchsreihe mit einer bezogenen Betondeckung von $c/\varnothing_s = 1,5$ (Abb. 3.14 (b)) untersucht. Die Versuchskörper wurden mit Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16$ mm, ohne Querbewehrung und mit guten Verbundbedingungen hergestellt.

Mit zunehmender Betonzugfestigkeit konnten in den Versuchen höhere Verbundspannungen übertragen werden. Außerdem nahm mit steigender Betonzugfestigkeit auch die Verbundsteifigkeit zu, so dass geringere Schlupfwerte ermittelt wurden. Mittels Regressionsanalyse wurde die Funktion der maximalen Verbundspannung τ_{\max} in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit f_{ctm} bestimmt. Beide Versuchsreihen liefern ein ähnliches Ergebnis mit $\tau_{\max} \sim f_{ctm}^{1,25}$ bzw. $\tau_{\max} \sim f_{ctm}^{1,12}$.

Verhältnis der Betonzugfestigkeit zur Betondruckfestigkeit

Das Verhältnis der Betonzugfestigkeit f_{ctm} zur Betondruckfestigkeit f_{cm} ändert sich mit zunehmender Betonfestigkeitsklasse. Die meisten Regelwerke (z.B. FprEN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1 oder fib Model Code 2010) unterscheiden bei der Berechnung der Betonzugfestigkeit aus der Betondruckfestigkeit zwischen Betonen unterhalb und oberhalb der Betonfestigkeitsklasse C50/60. In Abbildung 3.15 ist das Verhältnis von Betondruckfestigkeit zu Betonzugfestigkeit der Dehnkörperversuche dargestellt. Betondruckfestigkeit und Betonzugfestigkeit zeigen eine gute Korrelation.

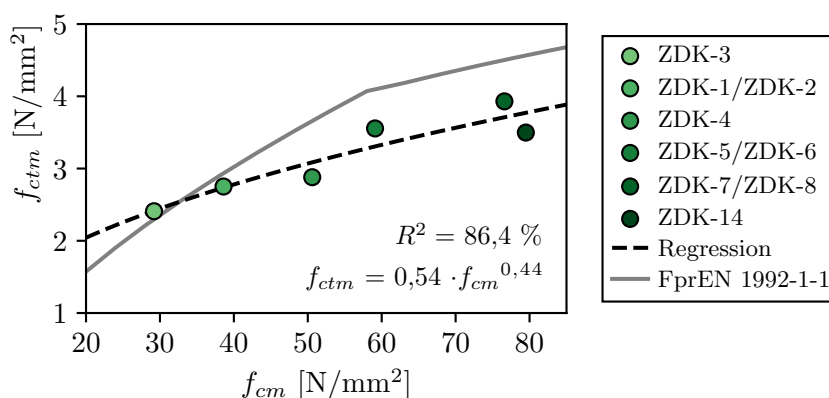


Abbildung 3.15: Verhältnis von Betondruckfestigkeit f_{cm} zur Betonzugfestigkeit f_{ctm} in den zentrischen Dehnkörperversuchen

Die Verbundtragwirkung für das Spaltversagen wird im Wesentlichen durch die Betonzugfestigkeit bestimmt. Längs- oder Spaltrisse entstehen, wenn die aus den Verbundkräften resultierenden Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit übersteigen. Es ist davon auszugehen, dass die Betonzugfestigkeit anstelle der Betondruckfestigkeit die wichtigere Einflussgröße für den Verbund zwischen Stahl und Beton darstellt und daher die Verbundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit

zu betrachten ist [z. B. Tepfers 1973; Zhiming u. Zhiman 1992; Eligehausen et al. 1983; Mainz 1993; Lindorf 2011; Windisch 2021]. Aus Vereinfachungsgründen oder weil die Betonzugfestigkeit nicht bekannt ist, kann es dennoch sinnvoll sein, die Verbundspannung in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit darzustellen.

Stabdurchmesser

In einer Parameterstudie wurde der Einfluss des Stabdurchmessers \varnothing_s auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Es wurden zentrische Dehnkörperversuche mit Stäben $\varnothing_s = 10$ mm, $\varnothing_s = 16$ mm und $\varnothing_s = 28$ mm durchgeführt. Um die Abmessungen des Versuchskörpers mit Stab $\varnothing 28$ mm zu begrenzen, wurde der Versuch mit einem Beton der Klasse C70/80 durchgeführt. Die Ergebnisse wurden auf einen Beton der Klasse C30/37 ($f_{ctm} = 2,9$ N/mm²) skaliert, wobei die zuvor gewonnenen Erkenntnisse über die Betonzugfestigkeit zugrunde gelegt wurden. Beide Betonfestigkeitsklassen wurden am Stab $\varnothing 16$ mm untersucht und das Vorgehen dahingehend validiert. Versuch ZDK-1 (C30/37) und skaliertes Versuch ZDK-7 (C70/80) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung (Abb. 3.16).

In den Untersuchungen wird der Schlupf auf den Stabdurchmesser \varnothing_s bezogen. Zur Vermeidung sehr kleiner bezogener Schlupfwerte s/\varnothing_s wird der Schlupf s in Millimetern (mm) und der Stabdurchmesser \varnothing_s in Zentimetern (cm) angegeben. Abbildung 3.16 zeigt die in den Versuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) sowie die in den Versuchen ermittelten maximalen Verbundspannungen τ_{max} und die zugehörigen bezogenen Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung $s/\varnothing_s(\tau_{max})$. Mit kleineren Stabdurchmessern konnten in den Versuchen höhere Verbundspannungen gemessen werden. Bezogen auf den Stabdurchmesser änderte sich die Verbundsteifigkeit nicht wesentlich. Mittels Regressionsanalyse wurde die Funktion der maximalen

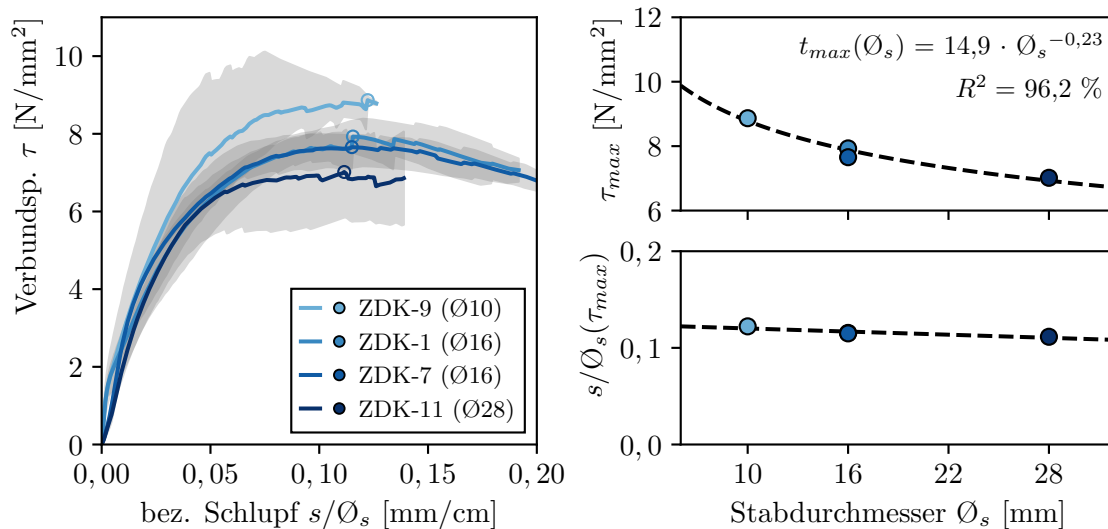
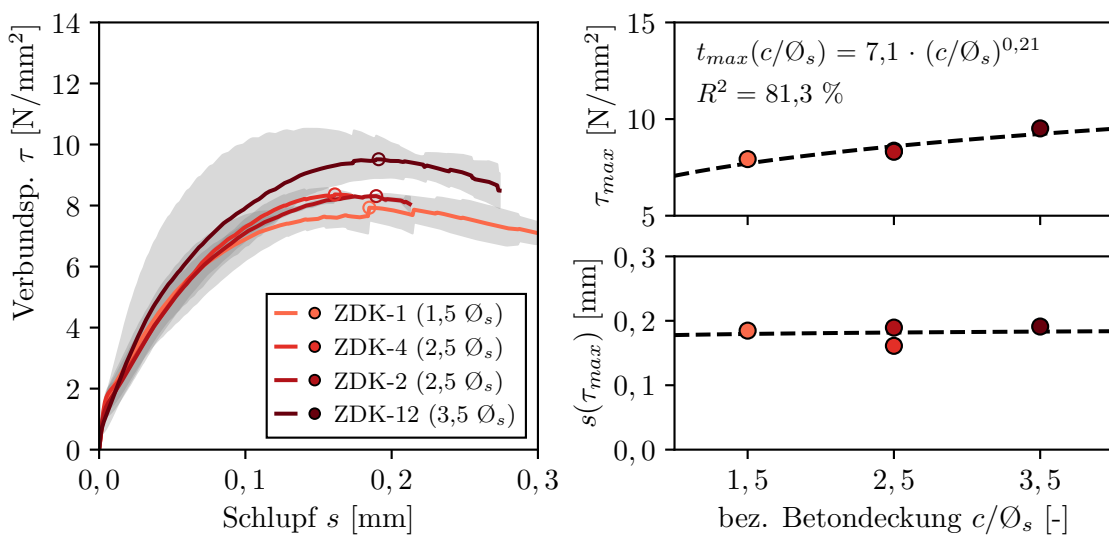


Abbildung 3.16: Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss des Stabdurchmessers \varnothing_s skaliert auf Betonfestigkeitsklasse C30/37 ($f_{ctm} = 2,9$ N/mm²), gemeinsame Parameter: $c/\varnothing_s = 1,5$, ohne Querb., gute Verbundbed.

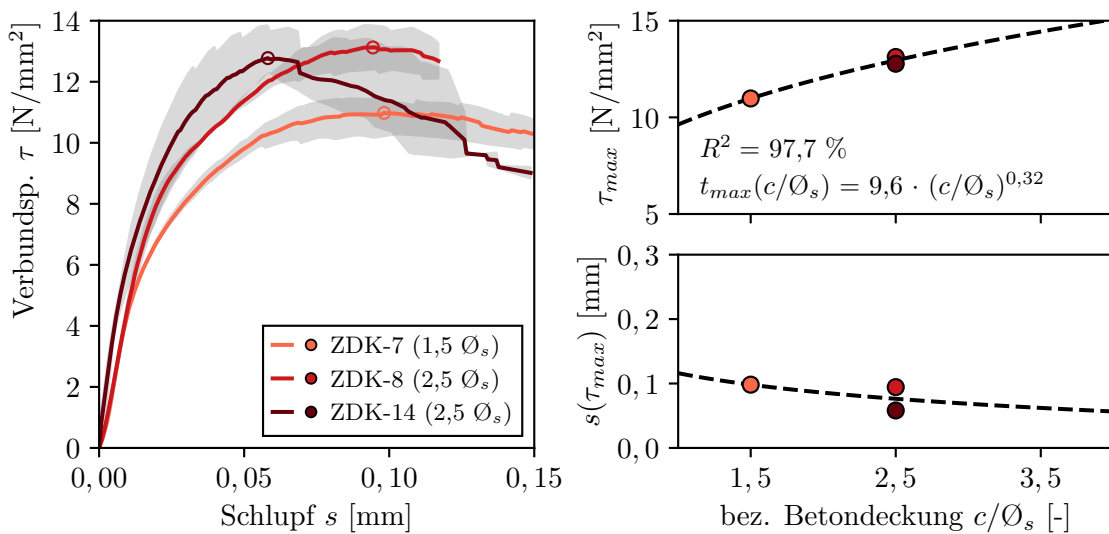
Verbundspannung τ_{\max} in Abhängigkeit vom Stabdurchmesser \varnothing_s ermittelt ($\tau_{\max} \sim \varnothing_s^{-0,23}$). Die Ergebnisse stimmen gut mit den Annahmen aus fib Model Code 2010 ($\tau_{\max} \sim \varnothing_s^{-0,2}$) bzw. FprEN 1992-1-1 ($\tau_{\max} \sim \varnothing_s^{-0,22}$) überein (vgl. Abschn. 2.2.3 „Stabdurchmesser“).

Betondeckung

In einer Parameterstudie wurde der Einfluss der Betondeckung c auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Die Betondeckung ist auf den Stabdurchmesser (c/\varnothing_s) bezogen. Es wurden zentrische Dehnkörperversuche mit einer bezogenen Betondeckung von $c/\varnothing_s = 1,5$, $c/\varnothing_s = 2,5$ und $c/\varnothing_s = 3,5$ durchgeführt. In zwei Versuchsreihen wurde der Einfluss der Betondeckung bei normalfestem Beton



(a) gemeinsame Parameter: Beton C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, ohne Querb., gute Verbundbed.



(b) gemeinsame Parameter: Beton C70/80, $\varnothing_s = 16$ mm, ohne Querb., gute Verbundbed.

Abbildung 3.17: Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss der Betondeckung c/\varnothing_s

der Festigkeitsklasse C30/37 und bei hochfestem Beton der Festigkeitsklasse C70/80 untersucht. Aufgrund geringfügiger Schwankungen der Betonfestigkeiten wurden die Ergebnisse mit Hilfe der zuvor gewonnenen Erkenntnisse über die Betonzugfestigkeit für die Versuche mit Betonfestigkeitsklasse C30/37 auf eine einheitliche Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ und für die Versuche mit Beton der Festigkeitsklasse C70/80 auf eine einheitliche Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 3,9 \text{ N/mm}^2$ skaliert. Abbildung 3.17 zeigt die in den Versuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) sowie die in den Versuchen ermittelten maximalen Verbundspannungen τ_{\max} und die zugehörigen Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung $s(\tau_{\max})$.

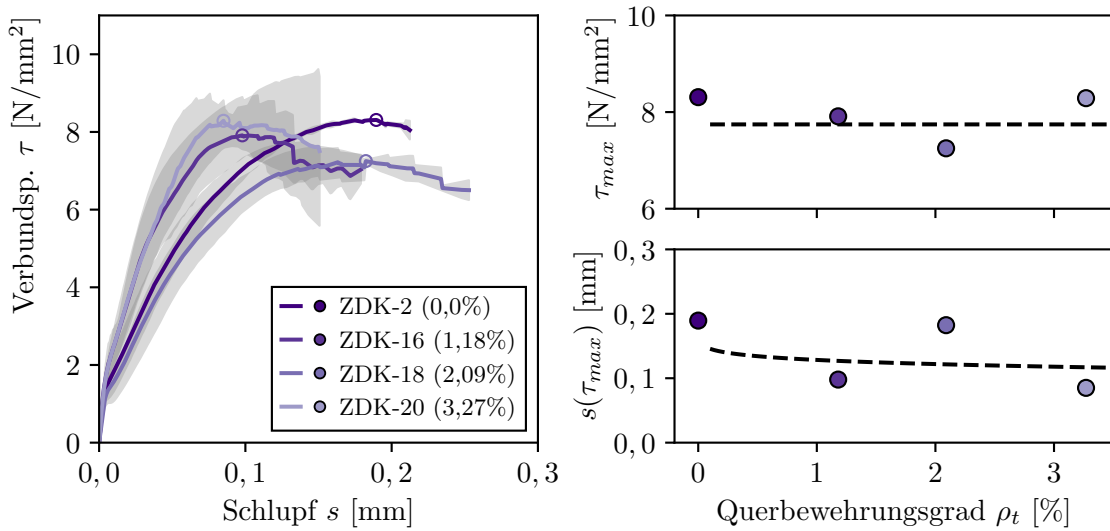
Mit zunehmender Betondeckung wurden in den Versuchen höhere Verbundspannungen ermittelt. Die Verbundsteifigkeit änderte sich mit zunehmender Betondeckung nicht wesentlich. Mit Hilfe einer Regressionsanalyse wurde die Funktion der maximalen Verbundspannung τ_{\max} in Abhängigkeit von der bezogenen Betondeckung c/\varnothing_s ermittelt. Dabei wurde für hochfesten Beton der Festigkeitsklasse C70/80 ein etwas größerer Einfluss der Betondeckung ($\tau_{\max} \sim (c/\varnothing_s)^{0,32}$) festgestellt als für normalfesten Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ($\tau_{\max} \sim (c/\varnothing_s)^{0,21}$). In der Literatur wird der Einfluss der Betondeckung auf die Verbundspannung τ entweder proportional oder mit einem Exponenten zwischen 0,2 und 0,5 angegeben (vgl. Abschn. 2.2.5 „Betondeckung“).

Querbewehrung

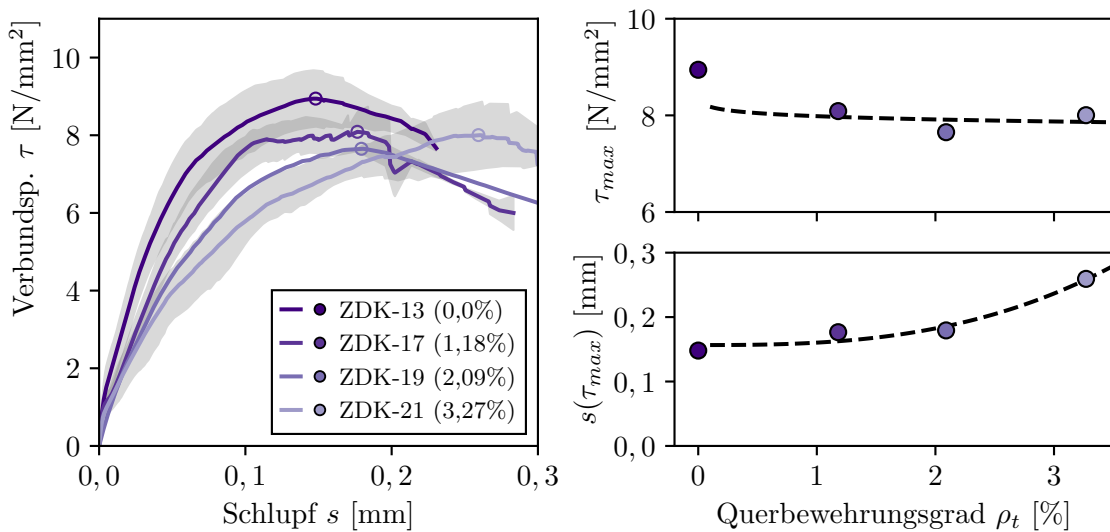
In einer Parameterstudie wurde der Einfluss des Querbewehrungsgrades ρ_t auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. In den Probekörpern wurden geschlossene Bügel mit den Durchmessern $\varnothing_t = 6 \text{ mm}$, $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$ und $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$ im Abstand von $s_t = 150 \text{ mm}$ angeordnet. Die Berechnung des Querbewehrungsgrades erfolgt nach Gleichung 2.15 (Abschn. 2.2.5 „Querbewehrung“). Referenzversuche wurden ohne Querbewehrung ausgeführt. Für die Versuchsserien ergibt sich ein Bewehrungsgrad von 0 % bis 3,27 %. Die Untersuchungen wurden in zwei Serien mit guten und mäßigen Verbundbedingungen durchgeführt. Aufgrund geringfügiger Schwankungen der Betonfestigkeiten wurden die Ergebnisse für die Versuche mit Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit Hilfe der zuvor gewonnenen Erkenntnisse zur Betonzugfestigkeit auf eine einheitliche Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ skaliert. Abbildung 3.17 zeigt die in den Versuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) sowie die in den Versuchen ermittelten maximalen Verbundspannungen τ_{\max} und die zugehörigen Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung $s(\tau_{\max})$.

Bei vorhandener Querbewehrung wurde in den Versuchen kein nennenswerter Einfluss auf die Verbundspannungen beobachtet. Generell ist anzumerken, dass die Versuchsergebnisse mit Querbewehrung überproportional streuen. Für die Verbundsteifigkeit kann aus den Versuchen ebenfalls keine eindeutige Aussage getroffen werden: Während bei der Versuchsreihe mit guten Verbundbedingungen tendenziell eine Zunahme der Verbundsteifigkeit mit zunehmendem Querbewehrungsgrad festgestellt wurde, war bei der Versuchsreihe mit mäßigen Verbundbedingungen eine Abnahme der Verbundsteifigkeit mit zunehmendem Querbewehrungsgrad zu beobachten.

Eine positive Wirkung der Querbewehrung wird in der Literatur meist mit der umschnürenden Wirkung des Kernbetons bzw. der Längsbewehrung begründet. Zusätzlich soll die Querbewehrung Längs- bzw. Spaltrisse überbrücken, so dass diese in ihrer Rissbreite begrenzt werden. Über den tatsächlichen Einfluss der Querbewehrung auf das Verbundverhalten der Hauptbewehrung finden sich in der Literatur für verschiedene Verbundversuche jedoch sehr unterschiedliche Aussagen (vgl. Abschn. 2.2.5 „Querbewehrung“). Generell wurde bei Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge ein sehr günstiger Einfluss von spiral- oder bügelförmiger Querbewehrung festgestellt [z. B. Martin u. Noakowski 1981; Eligehausen et al. 1983, 1989; Zhiming u. Zhiman 1992; Scheibe et al. 2014]. Bei Balkenversuchen [Kaku et al. 1988, 1989; Maeda et al. 1995] oder Dehnkörperversuchen [Scheibe



(a) gemeinsame Parameter: C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, $c/\varnothing_s = 2,5$, gute Verbundbed.



(b) gemeinsame Parameter: C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, $c/\varnothing_s = 2,5$, mäßige Verbundbed.

Abbildung 3.18: Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss des Querbewehrungsgrades ρ_t

et al. 2014] war ein günstiger Einfluss deutlich reduziert oder nicht vorhanden. Darüber hinaus stellt die Quer- bzw. Bügelbewehrung eine lokale Störstelle für den Zugspannungsverlauf im Betongefüge dar. So zeigte sich, dass bei Balkenversuchen und bei Dehnkörperversuchen Risse häufig im Bereich der Bügelbewehrung auftreten [Kreller 1989; Burkhardt 2000; Scheibe et al. 2014].

Der im Vergleich zu Ausziehversuchen weniger günstige Einfluss der Querbewehrung auf das Verbundverhalten in den Dehnkörperversuchen ist durch die Beanspruchung des Betons zu erklären (Abb. 3.19): Beim Ausziehversuch wird der Beton durch die direkte Auflagersituation auf Druck beansprucht. Der Betonkörper wird gestaucht und dehnt sich in Querrichtung aus. Die umschnürende Bewehrung stützt das innere Betongefüge und übt einen für das Verbundverhalten günstigen Querdruck auf den umschnürten Längsstab aus. Beim Dehnkörperversuch tritt eine entgegengesetzte Beanspruchung der Bügelbewehrung auf. Der Versuchskörper verjüngt sich infolge der Dehnung in Längsrichtung. Die Bügelbewehrung wirkt dieser Beanspruchung entgegen und übt eine Druckkraft auf die Betondeckung aus. Die Bügel wirken als Störstelle und begünstigen lokal die Rissbildung. Ein günstiger Einfluss der Bügel durch Aufnahme von Ringzugspannungen und Überbrückung von Rissen ist, wenn überhaupt, erst im Nachbruchbereich gegeben.

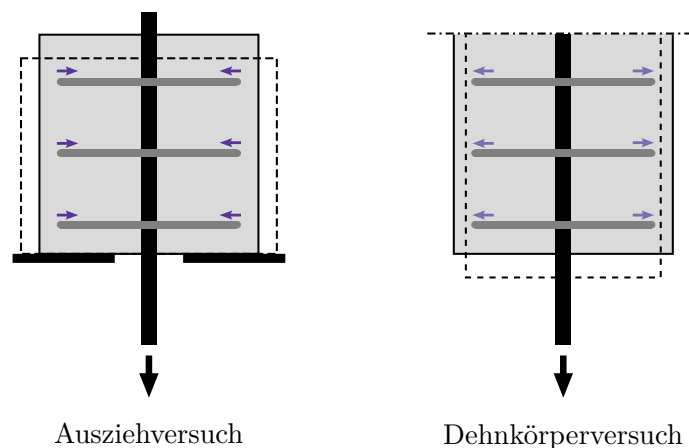


Abbildung 3.19: Wirkrichtung der Querbewehrung im Ausziehversuch und im Dehnkörperversuch

Verbundbedingungen

In einer Parameterstudie wurde der Einfluss von guten und mäßigen Verbundbedingungen auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Mäßige Verbundbedingungen entstehen in der oberen Bewehrungslage durch die Bildung von Hohlräumen und Poren unter den horizontalen Bewehrungsstäben infolge von Sedimentation beim Verdichten des Betons. Zusätzlich steigt durch die Sedimentation des Frischbetons der w/z -Wert in den oberen Bereichen an und die Betonfestigkeit nimmt ab. Der Kennwert TCR (engl. *top cast ratio*) definiert das Verhältnis der Verbundfestigkeit der Bewehrungsstäbe in der oberen Lage des Bauteils mit mäßigen Verbundbedingungen zur Verbundfestigkeit der Bewehrungsstäbe mit guten Verbundbedingungen. DIN EN 1992-1-1 und fib Model Code 2010 berücksichtigen eine um 30 % reduzierte Verbundfestigkeit ($TCR = 0,7$) bei mäßigen Verbundbedingungen [DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010].

In den experimentellen Untersuchungen wurde dieser Grenzwert nachgebildet, indem 30% der Rippen- bzw. Mantelfläche mit offenporigem Schaumstoff abgedeckt wurde (Abb. 3.3, Abschn. 3.3.1). Bei mäßigem Verbund wurden die Stäbe in der gleichen Lage wie bei gutem Verbund betoniert, so dass unter den experimentell nachgebildeten mäßigen Verbundbedingungen keine Abnahme der Betonfestigkeit auftrat. Aufgrund von geringfügiger Schwankungen der Betonfestigkeiten verschiedener Betonagechargen wurden die Ergebnisse für die Versuche mit Betonfestigkeitsklasse C30/37 mit den bisherigen Erkenntnissen zur Betonzugfestigkeit auf eine einheitliche Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ und die Versuche mit Betonfestigkeitsklasse C70/80 auf eine einheitliche Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 3,9 \text{ N/mm}^2$ skaliert. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Versuche sind in Abbildung 3.20 dargestellt. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für gute und mäßige Verbundbedingungen sind nahezu identisch. Daraus kann geschlossen werden, dass gute oder mäßige Verbundbedingungen (bei gleicher Betonfestigkeit) nur einen geringen Einfluss auf das Verbundverhalten im Dehnkörperversuch haben.

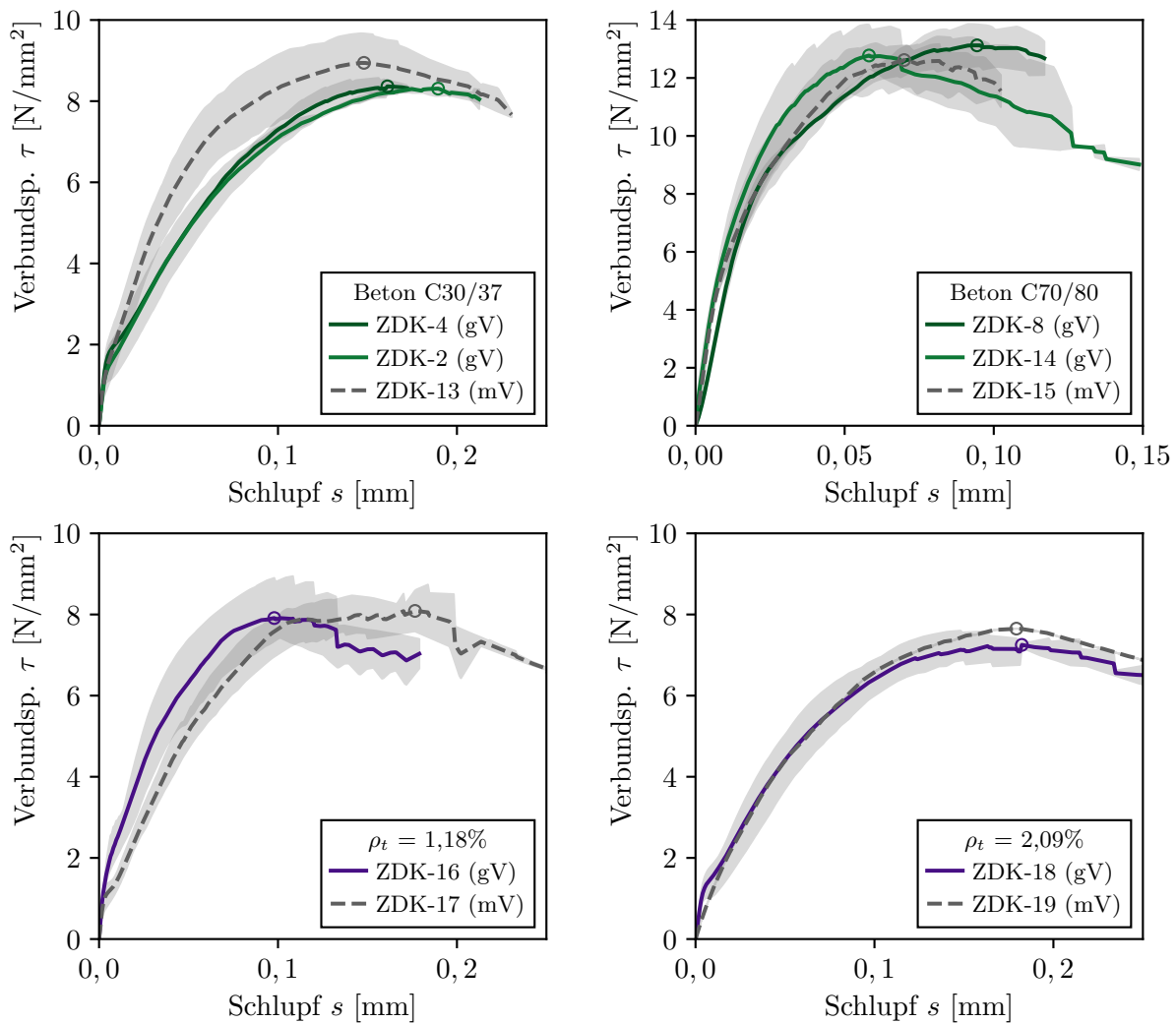


Abbildung 3.20: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mit guten (gV) und mäßigen Verbundbedingungen (mV)

Verschiedene Autoren berichten darüber, dass vor allem die Art des Verbundversagens – Spalt- oder Ausziehversagen – einen wesentlichen Einfluss auf den ermittelten TCR-Wert hat [Suryanto et al. 2020; Cairns 2022; Moccia et al. 2022]. Während bei Ausziehversuchen und Beam-End Tests ein sehr großer Einfluss der Stablage auf die Verbundfestigkeit festgestellt wurde, war der Einfluss auch bei Balkenversuchen eher gering (vgl. Abschn. 2.2.5 „Stablage beim Betonieren“). Mit Hilfe der Dehnkörperversuche können die beiden maßgeblichen Effekte mäßiger Verbundbedingungen – verringerte Verbundfestigkeit infolge von Hohlräumen unter der Bewehrung und infolge verringerter Betonfestigkeit – getrennt betrachtet werden. Für das Spaltversagen infolge Längsrisssbildung ist die Betonzugfestigkeit in der seitlichen Betondeckung maßgebend. Kleinere Hohlräume an der Unterseite des Bewehrungsstabes sind daher für das Verbundverhalten bei Spaltversagen tendenziell vernachlässigbar. Die Unterschiede zwischen mäßigen und guten Verbundbedingungen sind hauptsächlich auf die geringere Betonfestigkeit in den oberen Bereichen des Bauteils aufgrund des höheren w/z -Wertes zurückzuführen.

Verbundfreie Vorlänge

Eine verbundfreie Vorlänge dient dazu, Einflüsse der Lasteinleitung (z. B. bei Ausziehversuchen) zu reduzieren [Rehm 1979; Martin u. Noakowski 1981]. In Anlehnung an die RILEM-Empfehlungen für Ausziehversuche wird in der Literatur auch für eine Vielzahl anderer Verbundversuche eine verbundfreie Vorlänge, wie z.B. in Beam-End Tests [z. B. Wildermuth 2013; Maurer u. Bettin 2020; Sippel u. Hofmann 2022; Metelli et al. 2023], in Dehnkörperversuchen [z. B. Dörr 1975; Dörr u. Mehlhorn 1979] oder auch in Balkenversuchen [z. B. Mazumder 2014], verwendet. In einer Parameterstudie wurde der Einfluss einer verbundfreien Vorlänge auf die Verbundtragfähigkeit in Dehnkörperversuchen untersucht. In Abbildung 3.21 sind die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ($x/\varnothing_s > 5$) aus Dehnkörperversuchen mit und ohne verbundfreien Vorlänge sowie die an der Betonoberfläche gemessenen mittlere Rissbreiten mit dem zugehörigen Schlupf dargestellt. Die Dehnkörper wurden bis zur Streckgrenze des Bewehrungsstahls belastet, so dass für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Versuche mit verbundfreier Vorlänge nur ein Teil des aufsteigenden Astes und nicht die gesamte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung dargestellt werden kann. Die Rissbreiten der Längsrisse wurden am Ort der lokalen Verbundspannungsmaxima im oberen und unteren Messbereich des Dehnungskörpers mittels digitaler Bildkorrelation bestimmt. Neben dem Mittelwert sind die einzelnen Messergebnisse als graues Streuband dargestellt.

Bei geringem Schlupf unter 0,06 mm zeigen die Verbundspannungs-Schlupf-Verläufe mit und ohne verbundfreie Vorlänge eine gute Übereinstimmung. Mit zunehmendem Schlupf weisen die Verläufe der Versuche ohne verbundfreier Vorlänge eine geringere Verbundsteifigkeit auf. Dies ist auf die beginnende Längsrisssbildung zurückzuführen, die schließlich zum Spaltversagen führt. Die ersten mikroskopisch kleinen Längsrisse entstehen bereits bei einem Schlupf von ca. 0,06 mm und nehmen in der Länge und Breite mit zunehmendem Schlupf immer weiter zu. Durch die verbundfreie Vorlänge wird die Längsrisssbildung verhindert bzw. verzögert. Dadurch ist eine weitere Erhöhung der Verbundspannungen möglich. Die verbundfreie Vorlänge bestimmt somit einerseits die Versagensart

(Spalt- oder Ausziehversagen) und andererseits den charakteristischen Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung. Aus Versuchen mit einer solchen verbundfreien Vorlänge kann nicht ohne weiteres auf das Tragverhalten ohne eine solche Vorlänge geschlossen werden, da das Verbundverhalten grundlegend verändert wird.

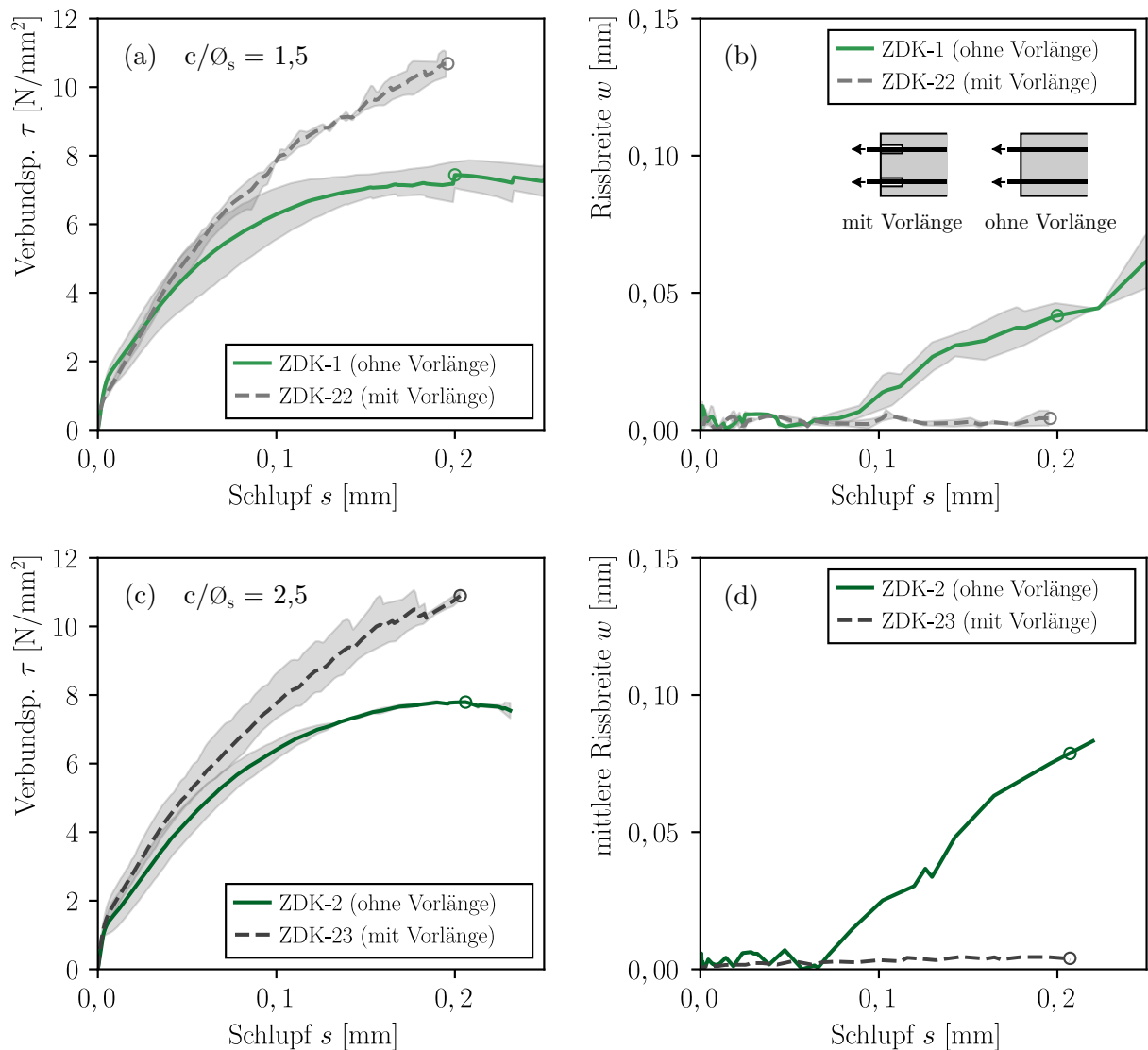


Abbildung 3.21: (a) und (c) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) aus Dehnkörperversuchen mit und ohne verbundfreier Vorlänge (C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm) sowie (b) und (d) gemessene mittlere Rissbreiten der Längsrisse an der Betonoberfläche mit zugehörigem Schlupf ((a-b) bezogene Betondeckung $c/\varnothing_s = 1,5$ und (c-d) bezogene Betondeckung $c/\varnothing_s = 2,5$)

3.4 Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben

3.4.1 Versuchskonzeption und Versuchsprogramm

In der Versuchsreihe wurden insgesamt 12 Teilversuche (VDK-1 bis VDK-12) durchgeführt, jeweils zwei Teilversuche pro Dehnkörperversuch. Ziel war es, die Erkenntnisse aus den parametrischen Untersuchungen an zentrischen Dehnkörpern auf die Verankerungssituation von Bewehrungsstäben zu übertragen bzw. für ausgewählte Parameterkombinationen zu überprüfen. Der Versuchsaufbau orientierte sich an den zentrischen Dehnkörpern, jedoch wurden vier versetzt angeordnete Bewehrungsstäbe in den Versuchskörper eingebracht und am unbelasteten Stabende bereichsweise mit einer Hülse isoliert, um unterschiedliche Verbundlängen zu untersuchen.

Für die Versuche wurde ein rechteckiger Betonquerschnitt gewählt. Mit gleicher Querschnittsfläche wie bei den zentrischen Dehnkörperversuchen ergab sich durch die versetzte Anordnung der Bewehrungsstäbe ein etwas verändertes Verhältnis von Prüfkörperhöhe zur Prüfkörperbreite. Der lichte Abstand zwischen den Stäben wurde ausreichend groß gewählt, um Einflüsse aus gegenseitiger Wechselwirkung zu minimieren. Die Belastung erfolgte gleichmäßig bis zum Verbundversagen oder bis zum Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung. Analog zur Vorgehensweise bei den zentrischen Dehnkörperversuchen wurde eine bügelförmige Randeinfassung eingebracht, die bei der Lasteinleitung zur Aufnahme der Querkräfte aus Imperfektionen und exzentrischer Belastung diente. Neben der faseroptischen Dehnungsmessung zur Erfassung der Stahl- und Betondehnungen wurde der Schlupf am belasteten und unbelasteten Stabende mit induktiven Wegaufnehmern gemessen. Zur Erfassung der Rissbildung und der Rissbreiten wurde eine Verformungsmessung mittels Nahbereichsphotogrammetrie auf Basis der digitalen Bildkorrelation (DIC) eingesetzt. Abbildung 3.22 zeigt die prinzipielle Darstellung der Versuchskörper.

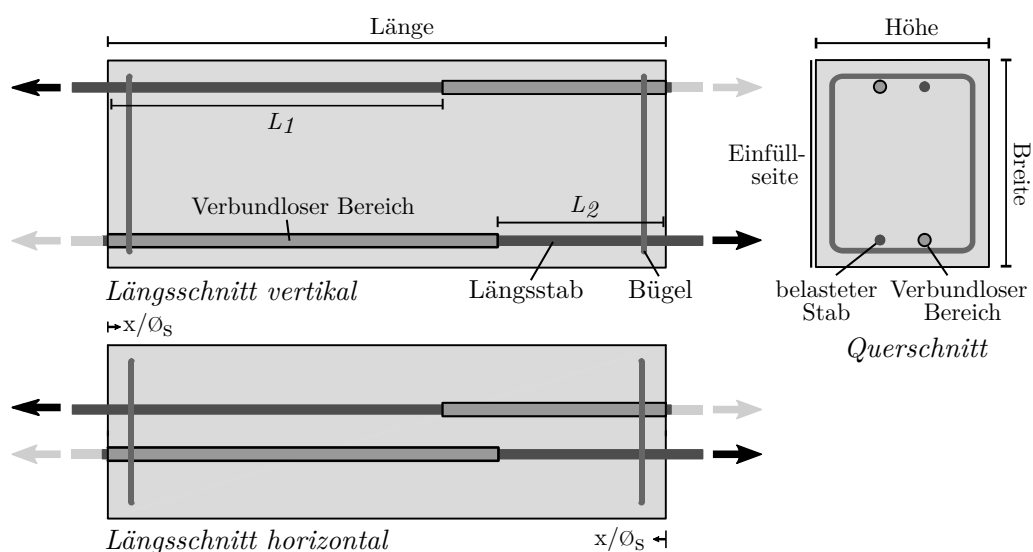


Abbildung 3.22: Prinzipielle Darstellung der Dehnkörper mit verankerten Stäben (VDK)

Das Versuchsprogramm ist in Tabelle 3.8 aufgeführt. Insgesamt wurden für jede Parameterkombination vier verschiedene Verbundlängen ($37 \varnothing_s$, $31 \varnothing_s$, $25 \varnothing_s$ und $19 \varnothing_s$) untersucht, wobei die Verbundlänge $37 \varnothing_s$ in etwa der Lasteinleitungslänge (halbe Probekörperlänge) der zentrischen Dehnkörperversuche entspricht und bei der kleinsten Verbundlänge von $19 \varnothing_s$ ein Verbundversagen angestrebt wurde. Mit jedem Probekörper konnten zwei unterschiedliche Verbundlängen untersucht werden, $37 \varnothing_s$ und $19 \varnothing_s$ bzw. $31 \varnothing_s$ und $25 \varnothing_s$. Die Versuchskörper wurden mit Beton der Festigkeitsklasse C30/37, Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$ bzw. $\varnothing_s = 10 \text{ mm}$, Betondeckung $c/\varnothing_s = 1,5$ bzw. $2,5$, ohne Querbewehrung und mit guten Verbundbedingungen hergestellt.

Tabelle 3.8: Versuchsprogramm der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben (VDK)

Versuch	Abmessung Länge/Breite/ Höhe	Verbund- länge	Beton- festigkeits- klasse	Stabdurch- messer	Bez. Beton- deckung
	[mm/mm/mm]	$[\varnothing_s]$	[-]	[mm]	$[\varnothing_s]$
VDK-1	1000x370x310	37	C30/37	16	2,5
VDK-2	1000x370x310	31	C30/37	16	2,5
VDK-3	1000x370x310	25	C30/37	16	2,5
VDK-4	1000x370x310	19	C30/37	16	2,5
VDK-5	1000x338x310	37	C30/37	16	1,5
VDK-6	1000x338x310	31	C30/37	16	1,5
VDK-7	1000x338x310	25	C30/37	16	1,5
VDK-8	1000x338x310	19	C30/37	16	1,5
VDK-9	650x233x200	37	C30/37	10	2,5
VDK-10	650x233x200	31	C30/37	10	2,5
VDK-11	650x233x200	25	C30/37	10	2,5
VDK-12	650x233x200	19	C30/37	10	2,5

3.4.2 Herstellung

Die Herstellung der Schalung, der Bewehrungskörbe und des Betons erfolgte am Laboratorium für den konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der Technischen Universität München, Abteilung Massivbau. Es wurden die gleichen Prüfmateriale und Betonrezepturen wie bei den zentrischen Dehnkörperversuchen verwendet. Die Bestandteile der Betonrezepturen sind in Abschnitt 3.2.2 aufgeführt.

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte analog zu den zentrischen Dehnkörperversuchen (siehe Abschn. 3.3.2). Die Bewehrungsstäbe wurden stets so ausgerichtet, dass die beiden Rippenreihen

einerseits zur nächstgelegenen Betonoberfläche und andererseits zur Mitte des Probekörpers zeigten. Die Bewehrungskörbe wurden mit Abstandhaltern in Position gehalten. In jeden Probekörper wurden auf den Stirnseiten jeweils eine und auf der Füllseite zwei Gewindehülsen als Anschlagpunkte für Transport und Einbau eingebracht. Die stirnseitigen Gewindehülsen konnten zusätzlich für die Messeinrichtung zur Schlupfmessung am belasteten Stabende mit induktiven Wegaufnehmern genutzt werden. Nach dem Einbringen des Betons wurde dieser mit einem Flaschenrüttler verdichtet. Das Ausschalen erfolgte nach 2 Tagen. Die Nachbehandlung und die Lagerung der Haupt- und Referenzprüfkörper erfolgten analog zu den zentrischen Dehnkörperversuchen.

3.4.3 Messtechnische Instrumentierung

Zur genauen Erfassung des Verbundverhaltens in den experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Messsysteme eingesetzt. Die Vorgehensweise und die verwendete Messtechnik erfolgten analog zu den zentrischen Dehnkörperversuchen (siehe Abschn. 3.3.3). Neben der Aufzeichnung von Maschinenkraft und Maschinenweg in den kalibrierten Universalprüfmaschinen wurde ein faseroptisches Messsystem zur Erfassung der Dehnungen an den Bewehrungsstäben und an der Betonoberfläche eingesetzt. Für jeden Versuch wurde eine Messung mit 12 faseroptischen Sensoren durchgeführt. An jedem der eingebetteten Bewehrungsstäbe wurden zur Messung der Stahldehnungen zwei gegenüberliegende Polyimidsensoren in eine jeweils 1 mm tiefe und 1 mm breite Nut geklebt. Nach dem Aushärten des Klebers wurde die Nut mit einem Butylkautschukstreifen verschlossen, um die Messfaser mechanisch zu schützen. Auf allen vier Betonflächen wurden an jeder Seite robuste, mit Nylon ummantelte Sensoren zur Messung der Betondehnungen aufgeklebt. An den kurzen Seiten der Versuchskörper wurden die Sensoren in Schlaufen entlang der eingebetteten Längsstäbe verlegt. Die Anordnung der faseroptischen Sensoren ist in Abbildung 3.23 dargestellt.

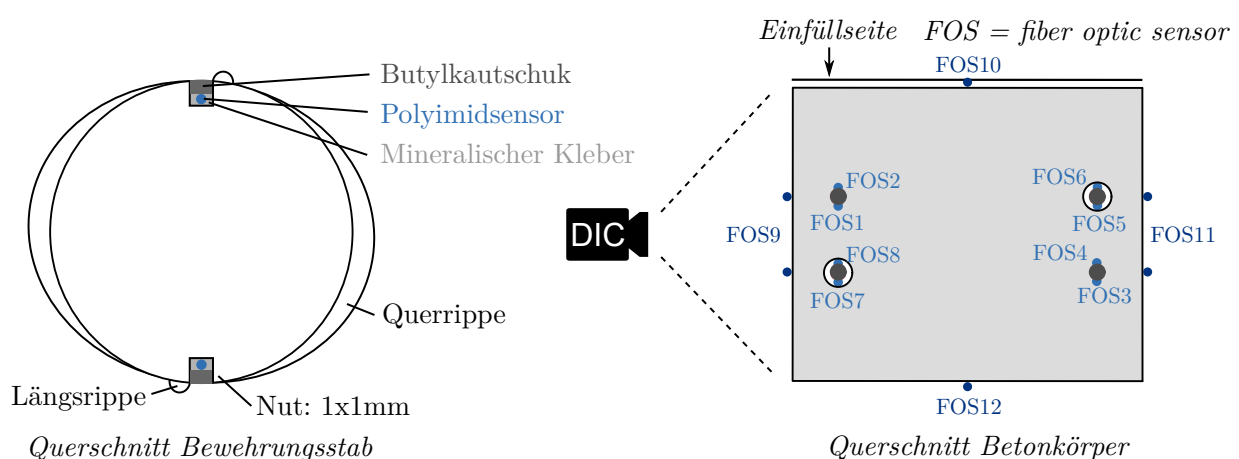


Abbildung 3.23: Positionierung der faseroptischen Sensoren (FOS) bei den Dehnkörperversuchen mit verankerten Stäben

An den belasteten und unbelasteten Stabenden wurden induktive Wegaufnehmer zur punktuellen Messung der Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton eingesetzt. Der Rissverlauf und der

Rissfortschritt an der Probekörperoberfläche wurden mittels Nahbereichsphotogrammetrie (DIC) gemessen. Vor und nach der Versuchsdurchführung wurden die Probekörper fotografiert und die Rissbildung an der Oberfläche genau dokumentiert.

3.4.4 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden vertikal in einer kombinierten Zug-Druck-Prüfmaschine vom Typ Z600 des Herstellers Zwick-Roell mit einer maximalen Prüfkraft von 600 kN durchgeführt. Die Versuchskörper wurden bis zur Streckgrenze des Stahls belastet, sofern kein Verbundversagen auftrat. Die Versuchsdurchführung orientierte sich an den zentrischen Dehnkörperversuchen mit identischem Versuchsaufbau (siehe Abschn. 3.3.4). Die Bewehrungsstäbe wurden dabei mit Keilen an einer Traverse verankert und über eine Aufhängekonstruktion an der Prüfmaschine angehängt. Die Probekörper sowie die Aufhängekonstruktion waren mit Kalotten gelenkig gelagert, so dass sie sich bei Zugbelastung frei ausrichten konnten. Die Belastungsgeschwindigkeit orientierte sich an den RILEM-Empfehlungen, Abschnitt RC6 [RILEM 1994] für Ausziehversuche. Alle 100 N/mm² wurden Lasthaltepunkte definiert, an denen die Last 60 Sekunden lang gehalten wurde, so dass während dieser Zeit manuelle Referenzmessungen (wie z. B. Rissbreitenmessungen mit der Risslupe) durchgeführt werden konnten. In Abbildung 3.24 ist die das Kraft-Zeit Diagramm sowie das Kraft-Weg Diagramm der Prüfmaschine für den Versuch VDK-8 dargestellt. Das schlagartige Spaltversagen trat bei 176,7 kN (Stahlspannung 439,4 N/mm²) auf.

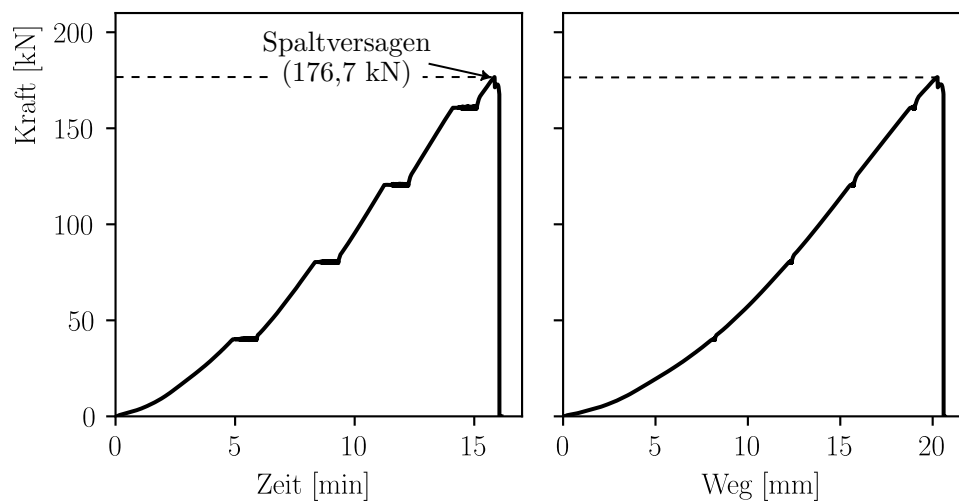


Abbildung 3.24: Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-8

3.4.5 Datenverarbeitung

Ausgehend von der faseroptischen Dehnungsmessung sind weitere Datenverarbeitungsschritte erforderlich, um die kontinuierlichen Verläufe der Stahlspannung, der Verbundspannung und des Schlupfes

abzuleiten. Die Datenverarbeitung erfolgte analog zu den zentrischen Dehnkörperversuchen. Das hierfür entwickelte Verfahren, das auf der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes basiert, ist in Abschnitt 3.3.5 beschrieben. Aus den lokal hochaufgelösten Messungen wurden lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen abgeleitet.

3.4.6 Versuchsergebnisse

Materialkennwerte des Betons

Die Materialkennwerte des Betons wurden am Tag der Versuchsdurchführung an Referenzprüfkörpern bestimmt. Haupt- und Referenzprüfkörper wurden aus der gleichen Herstellungsladung betoniert und identisch gelagert. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$, die mittlere Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ und der mittlere Elastizitätsmodul E_{cm} des Betons wurden als Mittelwerte jeweils an mindestens 3 Betonzylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm bestimmt. Nach DIN EN 1992-1-1 wurde die Betonzugfestigkeit aus der Betonspaltzugfestigkeit berechnet [DIN EN 1992-1-1]. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ wurde aus mindestens 3 Druckfestigkeitsversuchen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm ermittelt. Die Materialkennwerte der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben sind in Tabelle 3.9 angegeben.

Tabelle 3.9: Materialkennwerte des Betons der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben

Versuche	Beton- festigkeits- klasse	Beton- rezeptur	Beton- alter	Zylinder $f_{cm,cyl}$	Würfel $f_{cm,cube}$	Spaltzug $f_{ctm,sp}$	Zugfest. $f_{ctm}^{1)}$	E-Modul E_{cm}
	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
VDK-1 bis VDK-4	C30/37	A30	18	40,6	49,3	3,01	2,71	32258,00
VDK-5 bis VDK-8	C30/37	A30	14	36,5	39	2,81	2,53	31096,00
VDK-9 bis VDK-12	C30/37	A30	15	38,4	44,8	2,63	2,37	29376,00

¹⁾ Berechnet aus der Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ ($f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp}$)

Nach DIN EN 1992-1-1 wurde für den Zielwert der mittleren Zylinderdruckfestigkeit der Betonfestigkeitsklasse C30/37 ein Vorhaltemaß von 8 N/mm^2 bezogen auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} ($f_{cm,cyl} = 38 \text{ N/mm}^2$) vorgesehen. Zur Herstellung des Betons wurde ein schnellerhärtender Portlandzement (CEM I 52,5 R) verwendet. Die schnelle Erhärtung des Betons ermöglichte wie bei den zentrischen Dehnkörperversuchen eine Versuchsdurchführung bereits nach 14 Tagen (vgl. Abschn. 3.3.4).

Prüfkräfte

Ein Verbundversagen durch Spalten der Betondeckung trat nur bei den Versuchen mit der kleinsten Verbundlänge von $19 \varnothing_s$ auf. Sofern kein Verbundversagen auftrat, wurden die Versuchskörper bis zur Streckgrenze des Stahls belastet. Die ermittelten Prüfkräfte bei Verbundversagen bzw. die maximal aufgebrachte Prüfkraft und die gemessenen Stahlspannungen sind in Tabelle 3.9 aufgeführt.

Tabelle 3.10: Ermittelte Prüfkräfte der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben

Versuch	Verbundlänge	Stabdurchmesser	max. Prüfkraft	max. Stahlspannung	Verbundversagen
	[\varnothing_s]	[mm]	[kN]	[N/mm ²]	[-]
VDK-1	37	16	197,2	500,9	nein ¹⁾
VDK-2	31	16	201,7	501,6	nein
VDK-3	25	16	201,7	501,6	nein
VDK-4	19	16	197,2	500,9	ja
VDK-5	37	16	176,7	439,4	nein ¹⁾
VDK-6	31	16	201,53	501,2	nein
VDK-7	25	16	201,53	501,2	nein
VDK-8	19	16	176,7	439,4	ja
VDK-9	37	10	82,5	525,2	nein ¹⁾
VDK-10	31	10	86,41	550,1	nein
VDK-11	25	10	86,41	550,1	nein
VDK-12	19	10	82,5	525,2	ja

¹⁾ geprüft im Teilversuch mit einer Verbundlänge von $19 \varnothing_s$

Verbundlänge

In den Dehnkörperversuchen mit verankerten Stäben wurden verschiedene Verbundlängen ($37 \varnothing_s$, $31 \varnothing_s$, $25 \varnothing_s$ und $19 \varnothing_s$) untersucht. Ziel war es, die Ergebnisse der Dehnkörperversuche auf die Verankerungssituation zu übertragen und zu überprüfen, ob die ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen uneingeschränkt gültig sind. Darüber hinaus wurde untersucht, ob bei unterschiedlichen Verbundlängen die gleichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ermittelt werden. Bei einer Verbundlänge von $19 \varnothing_s$ trat bei allen Versuchen ein Spaltversagen auf. Bei größeren Verbundlängen trat kein Verbundversagen mehr auf und die Belastung wurde bis zur Streckgrenze des Stahls gesteigert. Eine Verankerungslänge von $37 \varnothing_s$ entsprach der halben Probekörperlänge der zentrischen Dehnkörperversuche aus Abschnitt 3.3. In Abbildung 3.25 sind beispielhaft die ermittelten Verläufe von Stahlspannung, Verbundspannung und Schlupf der Versuche VDK-1 bis VDK-4 bei einer Stahlzugspannung von 100 N/mm^2 , 300 N/mm^2 und 490 N/mm^2 kurz vor dem

Verbundversagen des Versuchs VDK-4 sowie die daraus abgeleiteten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen dargestellt. Bei den dargestellten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen handelt es sich um ortsunabhängige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen, die außerhalb des lokalen Einflusses des Randbereiches ($x/\varnothing_s > 5$) ermittelt wurden. Das hierzu verwendete Verfahren ist in Abschnitt 3.3.5 („Lokale Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung“) dargestellt.

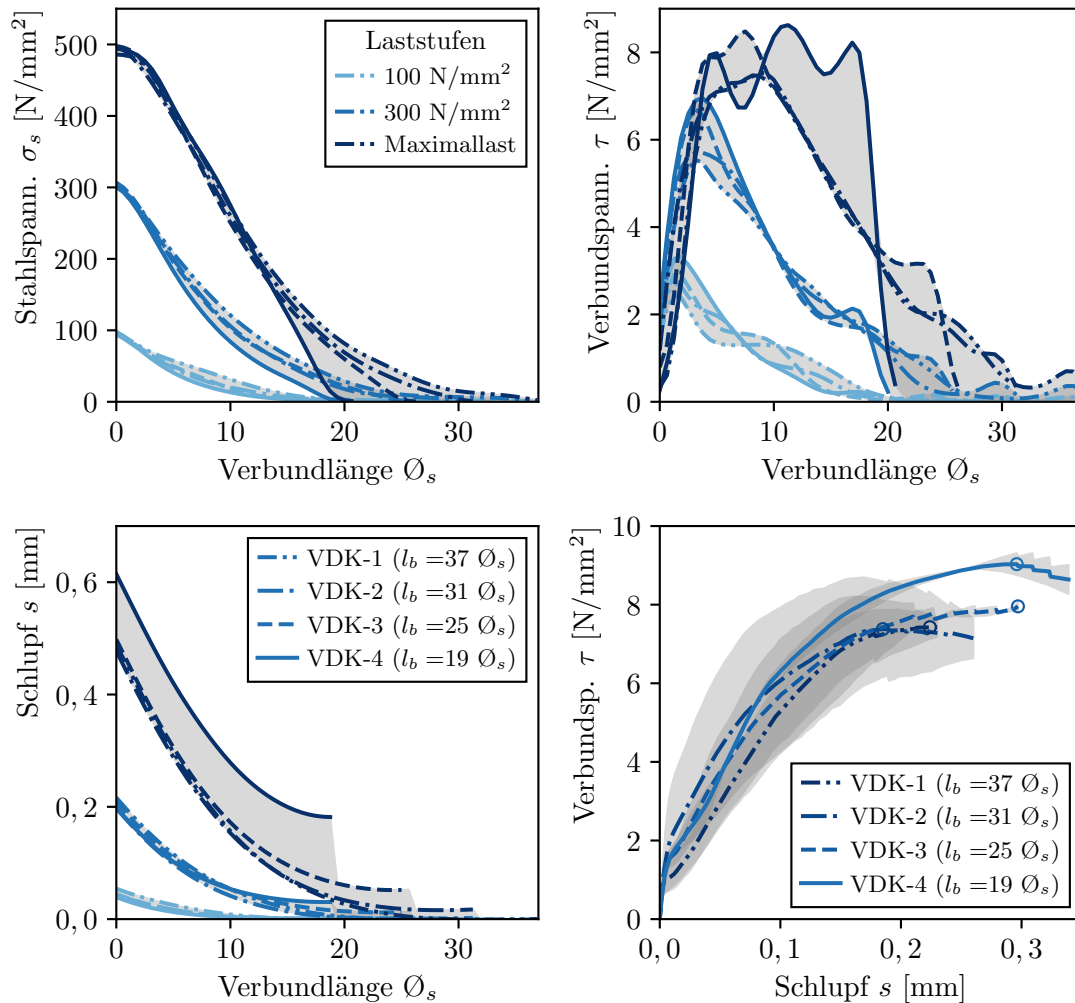


Abbildung 3.25: Verlauf von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ , Schlupf s und der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) von Versuchen VDK-1 bis VDK-4 mit variierter Verbundlänge

Die Verläufe von Stahlspannung, Verbundspannung und Schlupf der Versuche VDK-1 bis VDK-4 sind bei einer Stahlzugspannung von 100 N/mm^2 nahezu deckungsgleich. Die Zugspannungen wurden vor dem Ende der Stabverankerung vollständig in den Betonkörper eingeleitet und am unbelasteten Stabende wurde kein Schlupf gemessen. Mit zunehmender Belastung stellte sich bei den kürzeren Verankerungslängen am unbelasteten Stabende allmählich ein Schlupf ein, so dass bereits größere Verbundspannungen übertragen werden konnten. Kurz vor dem Verbundversagen wurde bei VDK-4 ein nahezu konstanter Verbundspannungsverlauf beobachtet.

Obwohl die Verläufe von Stahlspannung, Verbundspannung und Schlupf bei unterschiedlichen Verbundlängen sehr verschieden sind, unterliegt die Lastübertragung von der Bewehrung auf den Beton den gleichen Mechanismen. Im Rahmen der Materialstreuungen wurden daher für die Versuche VDK-1 bis VDK-4 nahezu identische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ermittelt.

In Abbildung 3.26 sind die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der weiteren Versuche VDK-5 bis VDK-8 (C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, $c/\varnothing_s = 1,5$) und der Versuche VDK-9 bis VDK-12 (30/37, $\varnothing_s = 10$ mm, $c/\varnothing_s = 2,5$) dargestellt. Auch in diesen Versuchen zeigt sich, dass die ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung weitestgehend unabhängig von der Verbundlänge ist und im Rahmen der Materialstreuungen zu gleichen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen führt. Aufgrund einer fehlerhaften faseroptischen Dehnungsmessung wurden die Teilversuche VDK-10 und VDK-11 aus der Versuchsreihe gestrichen.

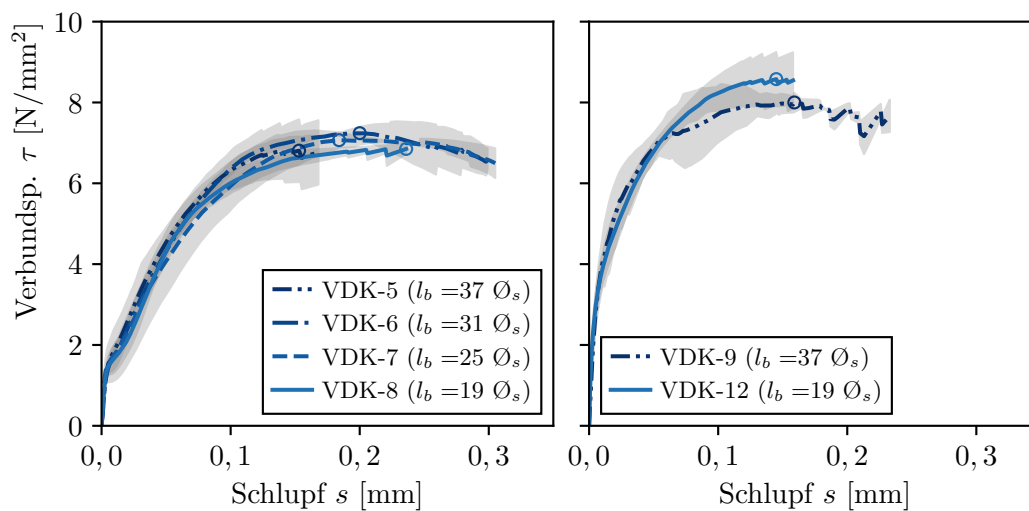
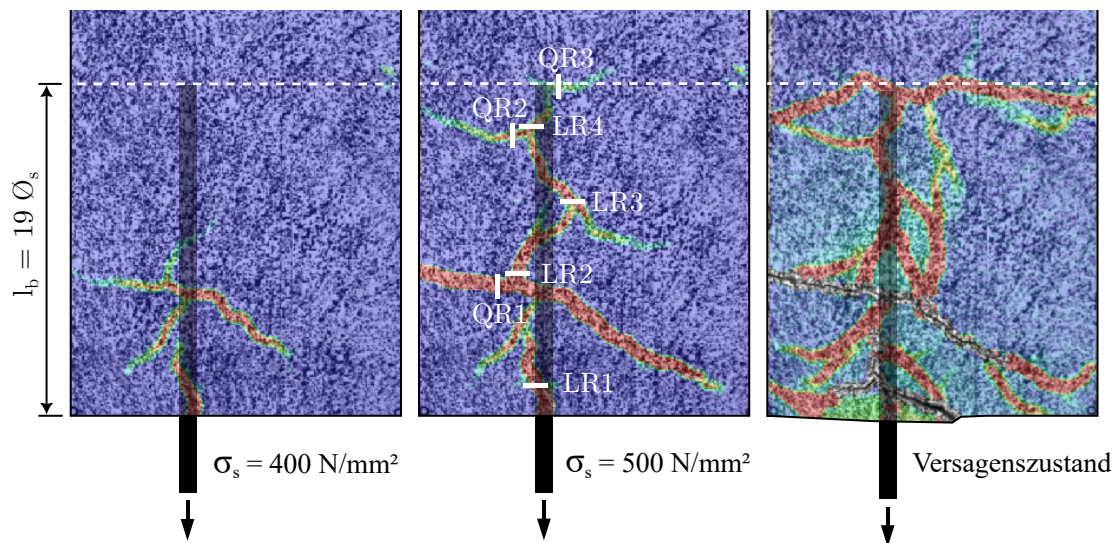


Abbildung 3.26: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) der Versuche VDK-5 bis VDK-12 mit verankerten Stäben und variiertes Verbundlänge

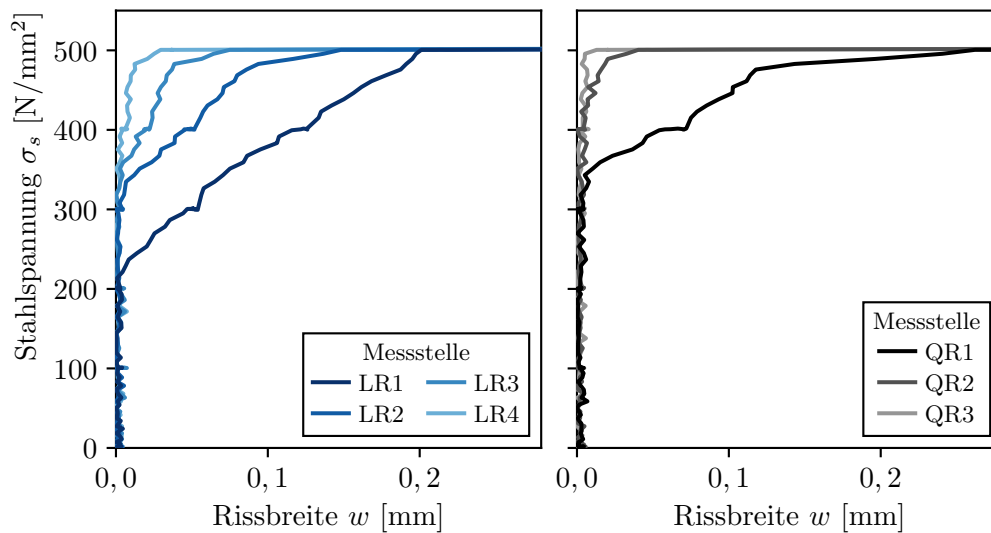
Rissbildung

Zur Erfassung der Rissbildung wurde Nahbereichsphotogrammetrie in Verbindung mit der digitalen Bildkorrelation (DIC) eingesetzt. In Abbildung 3.27 (a) sind exemplarisch die DIC-Messungen des Versuchs VDK-4 ($l_b = 19 \varnothing_s$) für die Laststufen $\sigma_s = 400$ N/mm², $\sigma_s = 500$ N/mm² und den Versagenszustand dargestellt. In Abbildung 3.27 (b) sind die Rissbreiten an definierten Messpunkten aus den DIC-Messungen für den gesamten Versuch aufgetragen.

Bereits bei geringer Stahlzugkraft traten am belasteten Stabende Längsrisse infolge von Querspannungen auf, die durch die übertragenen Verbundkräfte hervorgerufen wurden. Mit zunehmender Belastung breiteten sich diese Längsrisse in Richtung des unbelasteten Stabendes aus. Gleichzeitig nahmen die Rissbreiten zu. Bereits vor dem Verbundversagen hatten sich die Längsrisse über den gesamten Verankerungsbereich ausgebreitet. Mit dem Spaltversagen kam es zu einer schlagartigen Öffnung der Risse. In der Folge konnten keine höheren Verbundkräfte mehr übertragen werden und



(a) Rissbild bei Laststufen $\sigma_s = 400 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_s = 500 \text{ N/mm}^2$ und Versagenszustand



(b) Gemessene Rissbreiten an der Betonoberfläche

Abbildung 3.27: Rissbild und Rissbreiten ermittelt aus digitaler Bildkorrelation (DIC) von Versuch VDK-4

der Stab wurde aus dem Verankerungskörper herausgezogen. Zusätzlich zu den Spaltrissen trat beim Versagen am belasteten Stabende ein örtlich begrenzter Betonausbruch auf.

Neben Längsrissen traten bei den Versuchen auch Querrisse, sogenannte Sekundärrisse, auf. Sekundärrisse sind innere Risse, die sich bis zur Betonoberfläche fortsetzen. Sie entstehen wie die inneren Risse aufgrund der begrenzten Dehnfähigkeit des Betons und stellen die Verträglichkeit zwischen den Stahl- und Betondehnungen her (vgl. Abschn. 2.1.2). Obwohl die Sekundärrisse relativ groß sein können (im Versuch $> 0,1 \text{ mm}$), sind sie für den Verlauf und die Übertragung der Verbundspannungen von untergeordneter Bedeutung. Im Versuch VDK-4 waren die Sekun-

därrisse zwar auch in der faseroptischen Dehnungsmessung nachweisbar und Abbildung 3.25 zeigt Unstetigkeiten im Verbundspannungsverlauf in Höhe der Sekundärrisse, diese sind jedoch eher auf eine messtechnische Beeinflussung der sehr empfindlichen Sensoren durch die Rissbildung als auf nennenswerte Schwankungen bei der Verbundübertragung zurückzuführen.

3.5 Ausziehversuche und konsolenförmige Ausziehversuche

3.5.1 Versuchskonzeption und Versuchsprogramm

Für kleinmaßstäbliche Untersuchungen hat sich in der Verbundforschung vor allem der Ausziehversuch (engl. *Pull-Out test*) wegen seiner Einfachheit und weiten Verbreitung durchgesetzt. Die Durchführung von Ausziehversuchen wurde durch den internationalen Verband RILEM standardisiert [RILEM 1994]. Sie wurden entsprechend den RILEM-Empfehlungen informativ auch in DIN EN 10080 aufgenommen [DIN EN 10080]. Ausziehversuche waren ursprünglich ausschließlich für die Überprüfung des Verbundverhaltens von Betonstählen unterschiedlicher Profilierung vorgesehen. Da die Versuchsbedingungen bei Ausziehversuchen mehr oder weniger stark von den in der Praxis vorliegenden Verhältnissen abweichen, kann aus den Versuchsergebnissen nicht ohne weitere Überlegungen auf eine zulässige Verbundspannung geschlossen werden [Rehm 1979]. Die hier nach RILEM-Empfehlungen durchgeführten Ausziehversuche dienen in erster Linie als ergänzende Untersuchungen und als Referenz zu den in der Literatur durchgeführten Ausziehversuchen.

Zur Überprüfung des Spaltversagens wurden neben den standardisierten RILEM-Ausziehversuchen auch so genannte konsolenförmige Ausziehkörper untersucht. Die meisten Stahlbetonkonstruktionen befinden sich bereits unter Gebrauchslast im gerissenen Zustand. Quer zum Stab verlaufende Primärrisse führen dazu, dass die Verbundübertragung auf eine bestimmte Verbundlänge beschränkt ist und die Ringzugspannungen konzentriert über die Verbundlänge wirken. Werden diese Querrisse experimentell nicht abgebildet, ergibt sich ein Beanspruchungszustand mit erhöhter Verbundtragfähigkeit, der nicht dem realitätsnahen Verbundverhalten entspricht. Gegenüber den Ausziehversuchen nach der RILEM-Empfehlung und deren Abwandlung als exzentrischer Ausziehversuch mit randnaher Stablage wird die Sprengwirkung der Rippenstähle bei kleinen Betondeckungen und die daraus resultierende Verbundtragwirkung mit konsolenförmigen Ausziehkörpern wesentlich realitätsnäher erfasst. Konsolenförmige Ausziehversuche wurden von verschiedenen Autoren (u. a. [Janovic 1979; Schmidt-Thrö 1987; Eligehausen et al. 1989]) als einfaches Verbundprüfverfahren und realitätsnähere Alternative zum herkömmlichen RILEM-Ausziehversuch vorgeschlagen. Die Außenabmessungen des konsolenförmigen Ausziehkörpers sowie die Verbundlänge entsprechen dem RILEM-Ausziehkörper. Die für das Verbundverhalten relevanten Querrisse werden durch ein Risselement simuliert. Um ein Biegeversagen der Versuchskörper zu vermeiden, wird die Konsole konstruktiv bewehrt. Der Aufbau der Ausziehkörper nach RILEM-Empfehlungen und der konsolenförmigen Ausziehkörper ist in Abbildung 3.28 dargestellt.

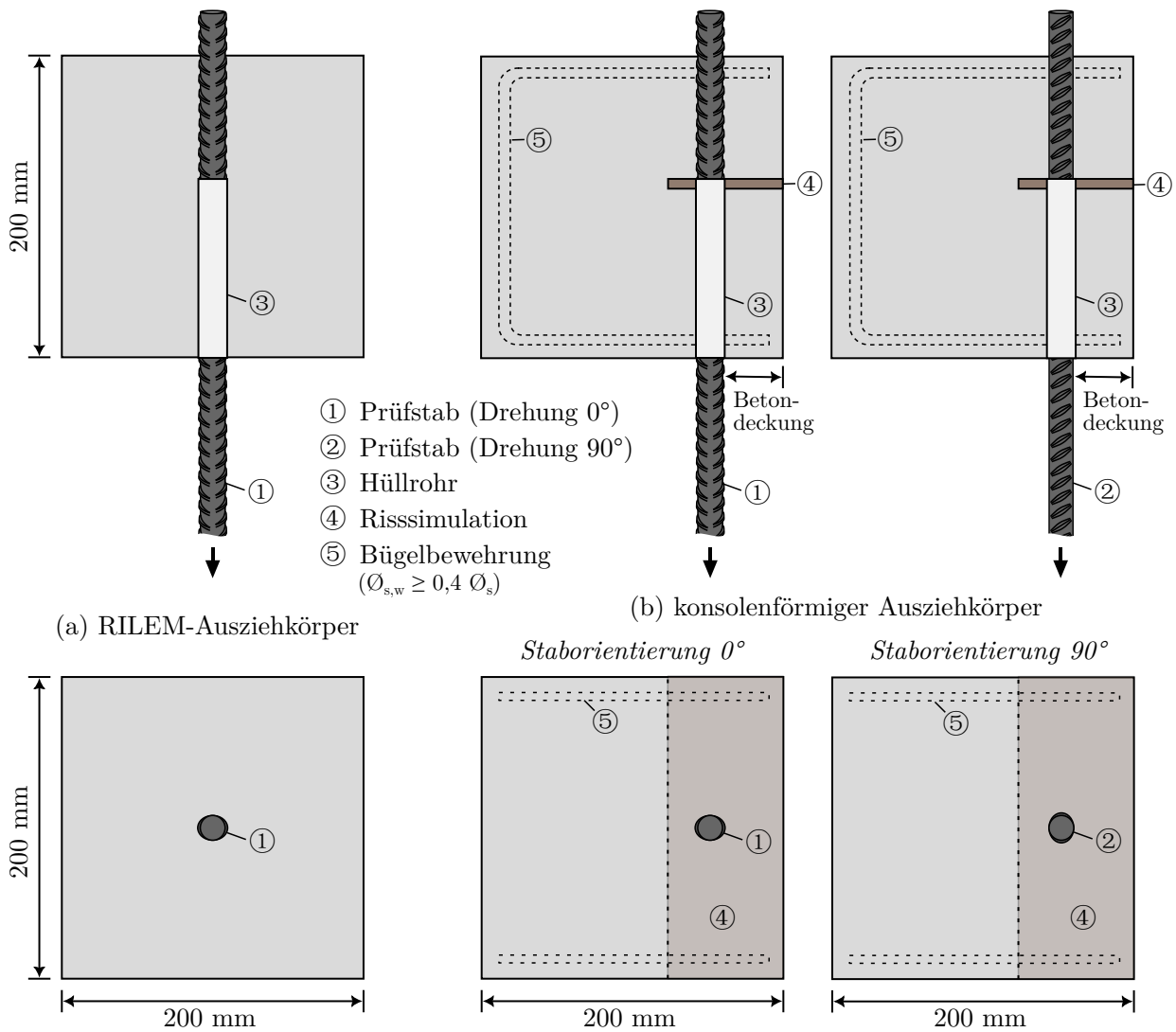


Abbildung 3.28: Aufbau der RILEM-Ausziehkörper (a) und konsolenförmigen Ausziehkörper (b)

Analog zu den Dehnkörperversuchen wird aus den konsolenförmigen Ausziehversuchen eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für das Spaltversagen abgeleitet (siehe Abschn. 3.3). Während mit den Dehnkörperversuchen der aufsteigende Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sehr genau bestimmt werden kann, liegt der Schwerpunkt bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen eher auf dem Nachbruchverhalten und dem Öffnen der Spaltrisse. Die konsolenförmigen Ausziehversuche stellen somit eine sinnvolle Ergänzung zu den Dehnkörperversuchen dar.

Tabelle 3.11 zeigt das Versuchsprogramm der RILEM-Ausziehversuche und Tabelle 3.12 das Versuchsprogramm der konsolenförmigen Ausziehversuche. Neben dem in den Dehnkörperversuchen verwendeten Bewehrungsstabstahl (A16) wurden zusätzlich zwei weitere Rippengeometrien – ein Betonstahl aus Ringen B500B mit Rippung nach DIN 488-3 (B16) und ein Betonstahl aus Ringen mit Sonderrippung nach Zulassung (C16) – untersucht. Neben verschiedenen Rippengeometrien wurden in den Versuchen die Betonfestigkeitsklasse und die Verbundbedingungen und bei den konsolenförmigen

Ausziehversuchen zusätzlich die Betondeckung und die Rippenorientierung (Orientierung der Rippen in Richtung der Betondeckung oder quer zur Betondeckung, siehe Abb. 3.28) variiert. Analog zu den Dehnkörperversuchen wurden mäßige Verbundbedingungen erzeugt, indem 30 % der Rippen- bzw. Mantelscherfläche mit einem offenporigen Schaumstoff abgedeckt wurden (vgl. Abbildung 3.3, Abschn. 3.3.1). In der Versuchsreihe POT-3 wurde die Verbundlänge auf 58 mm ($3,625 \varnothing_s$) reduziert, um bei der hohen Betonfestigkeit gerade noch ein Verbundversagen zu erreichen.

Tabelle 3.11: Versuchsprogramm der RILEM-Ausziehversuche (POT)

Serie	Nr.	Stab	Beton- klasse	Stabdurch- messer	Verbund- länge	Verbund- bedingung
	[-]	[-]	[-]	[mm]	$[\varnothing_s]$	[-]
POT-1	1-3	A16	C30/37	16	5	gut
	4-6	B16	C30/37	16	5	gut
	7-8	C16	C30/37	16	5	gut
POT-2	1-3	A16	C20/25	16	5	gut
	4-6	B16	C20/25	16	5	gut
	7-8	C16	C20/25	16	5	gut
POT-3	1-3	A16	C70/80	16	3,625	gut
	4-6	B16	C70/80	16	3,625	gut
	7-8	C16	C70/80	16	3,625	gut
POT-4	1-6	A16	C30/37	16	5	gut
	7-9	A16	C30/37	16	5	mäßig

Tabelle 3.12: Versuchsprogramm der konsolenförmigen Ausziehversuche (KPOT)

Serie	Nr.	Stab	Beton- klasse	Stabdurch- messer	Verbund- länge	Bez. Beton- deckung	Verbund- beding.	Stabori- entierung
	[-]	[-]	[-]	[mm]	$[\varnothing_s]$	$[\varnothing_s]$	[-]	[°]
KPOT-1/1	1-3	A16	C30/37	16	5	4,5	gut	0
	4-6	B16	C30/37	16	5	4,5	gut	0
	7-8	C16	C30/37	16	5	4,5	gut	0
KPOT-1/2	1-3	A16	C30/37	16	5	2,5	gut	0
	4-6	B16	C30/37	16	5	2,5	gut	0
	7-8	C16	C30/37	16	5	2,5	gut	0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Tabelle 3.12 – Fortsetzung von der vorherigen Seite

KPOT-1/3	1-3	A16	C30/37	16	5	1,5	gut	0
	4-6	B16	C30/37	16	5	1,5	gut	0
	7-8	C16	C30/37	16	5	1,5	gut	0
KPOT-2	1-3	A16	C20/25	16	5	2,5	gut	0
	4-6	A16	C20/25	16	5	2,5	gut	90
	7-8	B16	C20/25	16	5	2,5	gut	0
	9-10	C16	C20/25	16	5	2,5	gut	0
KPOT-3	1-3	A16	C70/80	16	5	2,5	gut	0
	4-6	A16	C70/80	16	5	2,5	gut	90
	7-8	B16	C70/80	16	5	2,5	gut	0
	9-10	C16	C70/80	16	5	2,5	gut	0
KPOT-4	1-3	A16	C30/37	16	5	2,5	gut	0
	4-6	A16	C30/37	16	5	2,5	mäßig	0

3.5.2 Herstellung

Die Herstellung der Schalung, der Bewehrungskörbe und des Betons erfolgte am Laboratorium für den konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der Technischen Universität München, Abteilung Massivbau. Die Zusammensetzung und Betonrezepturen sind in Abschnitt 3.2.2 aufgeführt. Die Probekörper wurden liegend mit horizontal ausgerichteten Längsbewehrungsstäben betoniert. Die exakte Lage der Längsbewehrungsstäbe wurde durch passgenaue Bohrungen an den Stirnseiten der Holzschalung sichergestellt. Die Stäbe wurden so ausgerichtet, dass bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen beim Bewehrungsstabstahl mit zwei Rippenreihen eine Rippenreihe zur Seite mit geringer Betondeckung und eine zur Mitte des Probekörpers zeigte (Staborientierung 0°). In den Versuchsreihen KPOT-2 und KPOT-3 wurde der Einfluss der Staborientierung zur Betonoberfläche untersucht, sodass die Stäbe um 90° gedreht wurden. Die Konsolenbewehrung wurde mit Abstandhaltern (Betondeckung 10 mm) in Position gehalten. Nach dem Einbringen des Betons wurde mit einem Flaschenrüttler verdichtet. Nach dem Betonieren wurden die Probekörper mit Folie abgedeckt und bei Raumtemperatur von ca. 20°C gelagert. Das Ausschalen erfolgte nach 2 Tagen. In den ersten 7 Tagen nach dem Ausschalen wurden die Probekörper mit feuchten Jutetüchern und Folie abgedeckt. Die Referenzprobekörper zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften des Betons wurden ebenfalls nach 2 Tagen ausgeschalt und analog zu den Hauptversuchskörpern gelagert.

3.5.3 Messtechnische Instrumentierung

Die Aufzeichnung der Maschinenkraft und des Maschinenweges erfolgte in der kalibrierten Universal-Zug-Druck-Prüfmaschine vom Typ Z600 des Herstellers Zwick-Roell. Die Verbundspannung wurde

aus der Maschinenkraft berechnet. Die Schlupfmessung erfolgte am unbelasteten (s_u) und am belasteten (s_l) Stabende mit jeweils zwei induktiven Wegaufnehmern vom Typ WT5 bzw. WT20 des Herstellers *Messotron*, die mit einer Klemmhalterung im Abstand von 60 mm am Stab befestigt wurden (Abb. 3.29). Zur Messung der Rissbreiten der Spaltrisse wurde bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen ein weiterer Wegaufnehmer vom Typ WT20 in der Mitte der Verbundlänge angeordnet. Die Messlänge betrug 80 mm. Bei den zentrischen Ausziehversuchen traten keine Spaltrisse auf, so dass auf diese Messung verzichtet wurde. Der Hersteller gibt für die induktiven Wegaufnehmer vom Typ WT5 und WT20 einen Linearitätsfehler von maximal $\pm 0,5\%$ des Gesamtweges an. Abbildung 3.29 zeigt die Anordnung der Wegaufnehmer bei den Ausziehversuchen.

3.5.4 Versuchsdurchführung

Die Versuche wurden gemäß den Anforderungen der RILEM-Empfehlungen, Abschnitt RC6, für Ausziehversuche durchgeführt [RILEM 1994]. Die Versuchsdurchführung erfolgte in der kombinierten Zug-Druck-Prüfmaschine vom Typ Z600 des Herstellers Zwick-Roell mit einer maximalen Lastka-

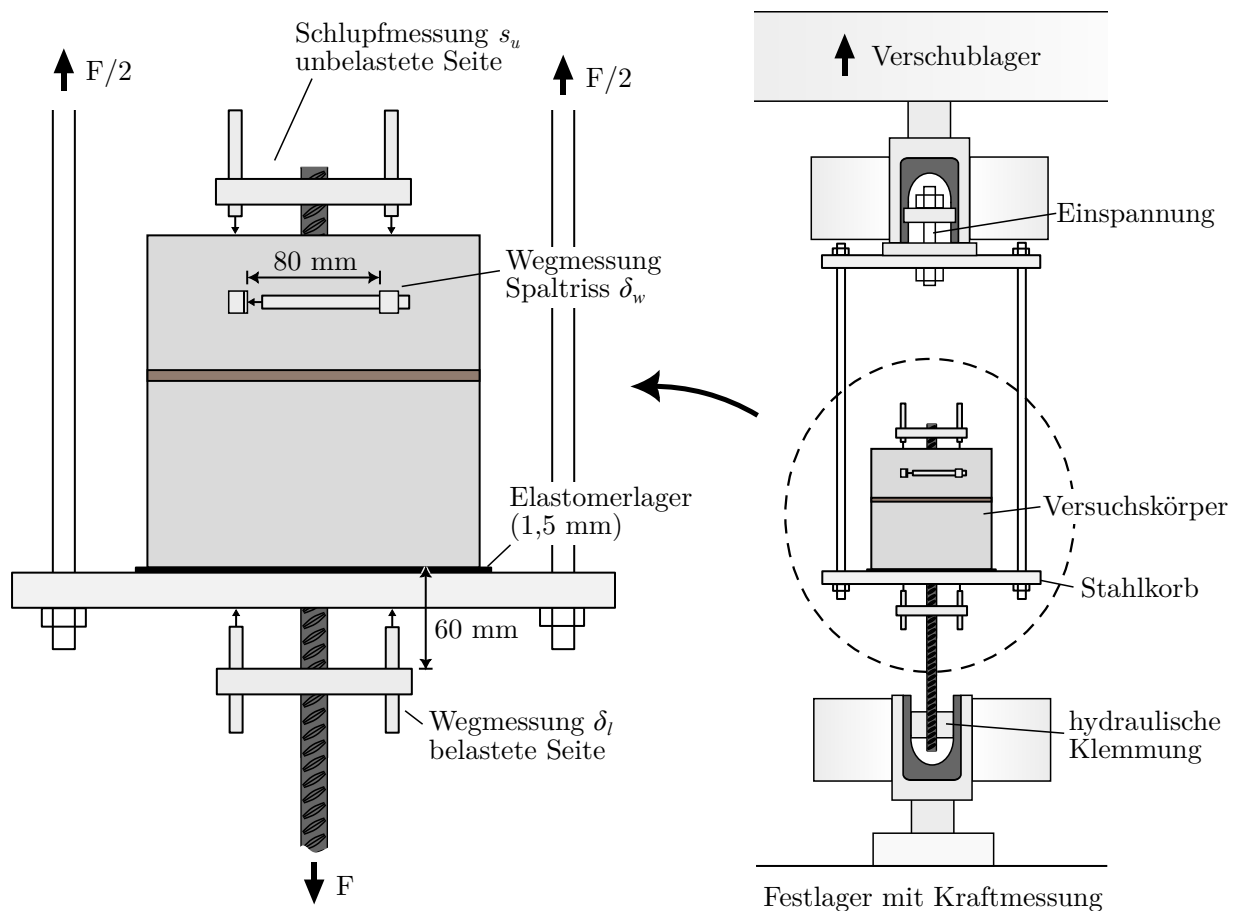


Abbildung 3.29: Versuchsaufbau und Anordnung der Wegmessung

pazität von 600 kN. Die Lasteinleitung erfolgte mittels eines Stahlkorbes, der am Verschlager der Prüfmaschine eingespannt war. Die Probekörper wurden auf einem dünnen Elastomerlager gebettet, um Unebenheiten der Probekörperoberfläche auszugleichen. Das Stabende wurde in der Prüfmaschine hydraulisch eingespannt. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.29 dargestellt.

Die Belastung erfolgte kontinuierlich bis zum Verbundversagen durch Spalten des Versuchskörpers bzw. Herausziehen des Stabes und bis zu einem Schlupf am unbelasteten Stabende von mindestens 3 mm. Die Belastung erfolgte weggeregelt, wobei sich die Belastungsgeschwindigkeit bis zum Verbundversagen an den RILEM-Empfehlungen für Ausziehversuche orientierte (vgl. Abschn. 3.3.4 „Versuchsdurchführung“).

3.5.5 Datenverarbeitung

Die Umrechnung der Verbundspannung erfolgt in Anlehnung an die RILEM-Empfehlungen, Abschnitt RC6, aus der Maschinenkraft, dem Nenndurchmesser und der Verbundlänge [RILEM 1994]. Aufgrund der kurzen Verbundlänge wurde dabei stark vereinfachend ein annähernd konstanter Verlauf der Verbundspannung angenommen. Die mittlere Verbundspannung τ_m berechnet sich nach Gleichung 3.6.

$$\tau_m = \frac{F}{\pi \cdot \varnothing_s \cdot l_b} \quad (3.6)$$

Die Weg- bzw. Schlupfmessung erfolgte sowohl am unbelasteten als auch am belasteten Stabende. Für die Umrechnung des Schlupfes am unbelasteten Stabende muss die Wegmessung um die elastische Dehnung des Stabes entlang der verbundfreien Vorlänge und des Abstandes der Klemmhalterung, die Verformung des Elastomerlagers, die Setzung und die Stauchung des Betonkörpers korrigiert werden. Die Wegmessung am unbelasteten Stabende kann ohne Korrektur übernommen werden. Das Vorgehen ist beispielhaft in Abbildung 3.30 (a) für den Versuch POT-1 (1) dargestellt.

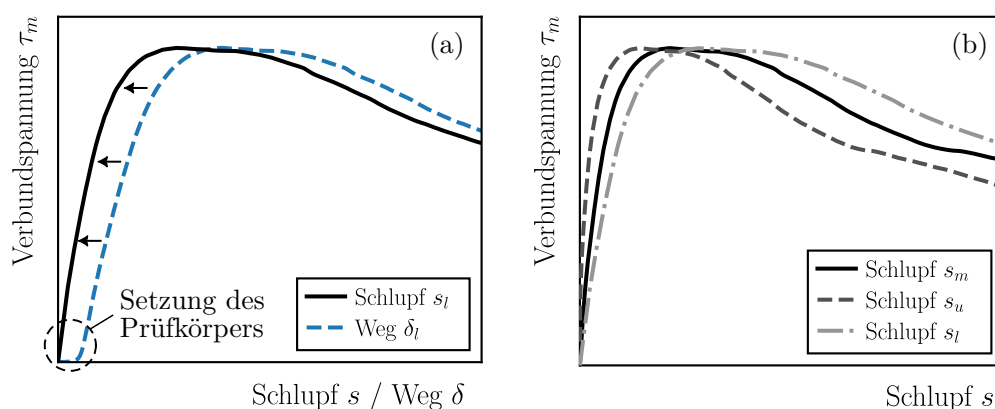


Abbildung 3.30: (a) Wegmessung δ_l und umgerechneter Schlupf s_l am belasteten Stabende und (b) Gegenüberstellung von Schlupf am unbelasteten Stabende s_u , am belasteten Stabende s_l und mittlerer Schlupf s_m am Beispiel von Versuch POT-1 (1)

WINDISCH berichtet erstmals über die Diskrepanz zwischen einer Schlupfmessung am unbelasteten und am belasteten Stabende und über den entscheidenden Unterschied zu einer tatsächlichen lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (vgl. Abschn. 2.1.3) [Windisch 1985]. Setzt man die mittlere Verbundspannung ins Verhältnis zum Schlupf am unbelasteten Stabende, so ergibt sich ein zu steifes Verbundverhalten, während die Schlupfmessung am belasteten Stabende ein zu weiches Verbundverhalten widerspiegelt. Um ein deutlich besseres Ergebnis zu erzielen, wird in dieser Arbeit der mittlere Schlupf s_m für die Ableitung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen verwendet. Eine Beurteilung über die Eignung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bzw. deren Validierung erfolgt durch den Vergleich mit den Ergebnissen aus den Dehnkörperversuchen (siehe Abschn. 3.6 „Vergleich Dehnkörperversuche und konsolenförmige Ausziehversuche“).

3.5.6 Versuchsergebnisse

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse der Ausziehversuche und der konsolenförmigen Ausziehversuche behandelt. Zunächst werden die Materialkennwerte des Betons erläutert und anschließend das allgemeine Verbund- und Rissverhalten am Beispiel der Versuche POT-1 (1-3) und KPOT-1/2 (1-3) dargestellt. Anschließend werden die Erkenntnisse zu den Einflussparametern Rippengeometrie, Betondruckfestigkeit, Betonzugfestigkeit, Betondeckung, Verbundbedingungen und Staborientierung diskutiert.

Materialkennwerte des Betons

Die Materialkennwerte des Betons wurden am Tag der Versuchsdurchführung an Referenzprüfkörpern bestimmt. Haupt- und Referenzprüfkörper wurden aus der gleichen Herstellungsladung betoniert und identisch gelagert. Für den Zielwert der mittleren Zylinderdruckfestigkeit wurde ein Vorhaltemaß von 8 N/mm^2 bezogen auf die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit f_{ck} vorgesehen. Die Versuche wurden i. d. R. nach 28 Tagen Aushärten des Betons durchgeführt. Die mittlere Zylinderdruckfestigkeit $f_{cm,cyl}$, die mittlere Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ und der mittlere Elastizitätsmodul E_{cm} des Betons wurden als Mittelwerte an jeweils mindestens 3 Betonzylindern mit einem Durchmesser von 150 mm und einer Höhe von 300 mm bestimmt. Nach DIN EN 1992-1-1 wurde die Betonzugfestigkeit aus der Betonspaltzugfestigkeit berechnet [DIN EN 1992-1-1]. Die mittlere Würfeldruckfestigkeit $f_{cm,cube}$ wurde aus mindestens 3 Druckfestigkeitsversuchen an Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm ermittelt. Die Materialkennwerte des Betons für die RILEM-Ausziehversuche und konsolenförmigen Ausziehversuche sind in Tabelle 3.13 angegeben.

Tabelle 3.13: Materialkennwerte des Betons der RILEM-Ausziehversuche (POT) und konsolenförmigen Ausziehversuche (KPOT)

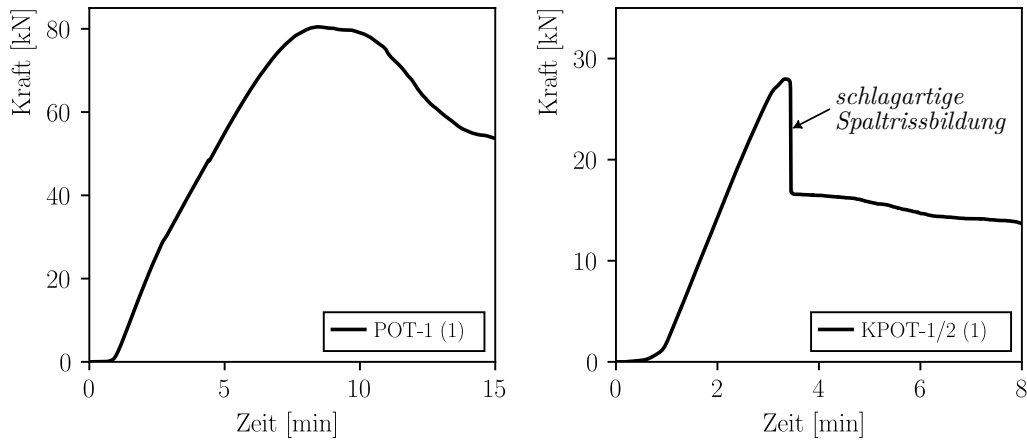
Versuche	Beton-	Beton-	Beton-	Zylinder	Würfel	Spaltzug	Zugfest.	E-Modul
	festigkeits-	rezeptur	alter	$f_{cm,cyl}$	$f_{cm,cube}$	$f_{ctm,sp}$	$f_{ctm}^{1)}$	E_{cm}
	klasse							
	[-]	[-]	[d]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
POT-1 / KPOT-1	C30/37	B30	28	41,1	49,2	2,62	2,36	32588
POT-2 / KPOT-2	C20/25	A20	28	24,4	28,5	2,38	2,14	29755
POT-3 / KPOT-3	C70/80	B70	25	78,3	87,4	3,92	3,53	38227
POT-4 / KPOT-4	C30/37	C30	28	43,5	49,7	2,80	3,42	33983

¹⁾ Berechnet aus der Spaltzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ ($f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp}$)

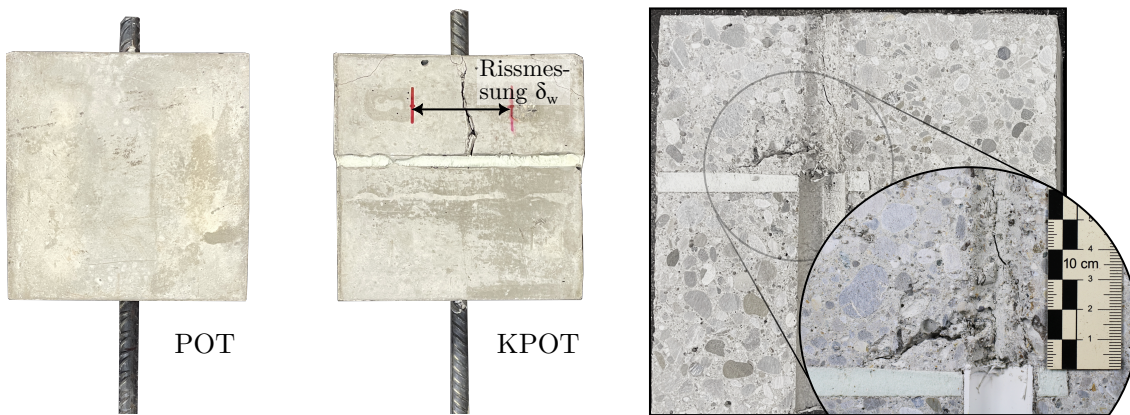
Generelles Verbund- und Rissverhalten

Bei den Ausziehversuchen (POT) und den konsolenförmigen Ausziehversuchen (KPOT) wurde ein generell unterschiedliches Verbundtrag- und Rissbildungsverhalten beobachtet. Abbildung 3.31 zeigt exemplarische für die Versuche POT-1 (1) und KPOT-1/2 (1) das Kraft-Zeit-Diagramm (Abb. 3.31 (a)), Bilder der Probekörper nach Versuchsdurchführung (Abb. 3.31 (b)) sowie die experimentell ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Versuche und die Rissmessung von Versuch 4 KPOT-1/2 (1) (Abb. 3.31 (c)).

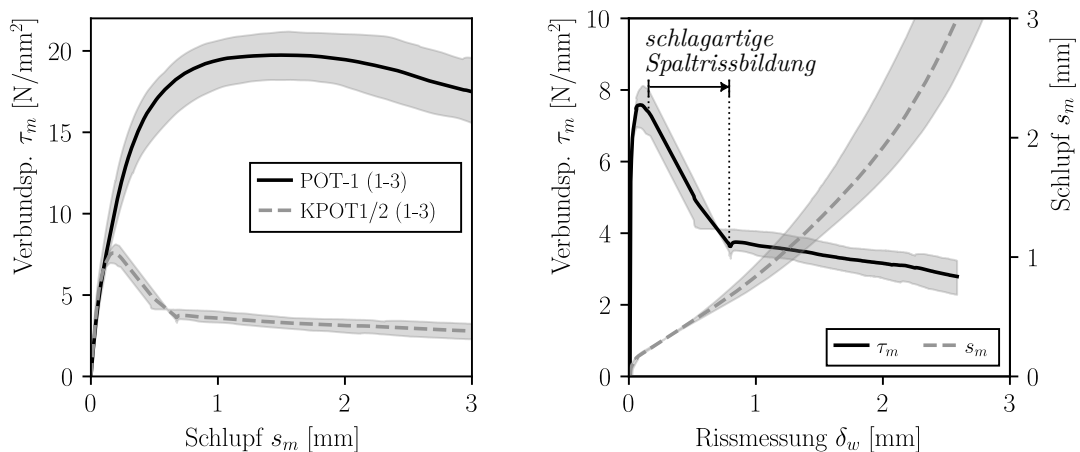
Bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen trat ein Spaltversagen auf, während bei den Ausziehkörpern ein Ausziehversagen maßgebend war. Im Vergleich zum RILEM-Ausziehversuch POT-1 (1) wurde beim konsolenförmigen Ausziehversuch KPOT-1/2 (1) nur etwa ein Drittel der Verbundfestigkeit erreicht. Der aufsteigende Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung des Versuchs KPOT-1/2 (1) bis zum Verbundspannungsmaximum und der aufsteigende Ast des Versuchs POT-1 (1) sind jedoch nahezu deckungsgleich (Abb. 3.31 (c)). Während bei den RILEM-Ausziehversuchen keine äußere Rissbildung beobachtet wurde, entwickelte sich bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen kurz vor dem Verbundbruch ein Spaltriss in der Betondeckung, der sich vom belasteten Stabende über die gesamte Verbundlänge fortsetzte. Bereits vor dem Verbundspannungsmaximum war ein kleiner Haarriss ($< 0,1$ mm) in der Betondeckung sowohl optisch, als auch in den Rissmessungen sichtbar (Abb. 3.31 (c)). Nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung kam es beim Versuch KPOT-1/2 (1) wie bei allen anderen konsolenförmigen Ausziehversuchen zu einem schlagartigen Lastabfall infolge des Spaltversagens.



(a) Kraft-Zeit-Diagramm der Versuche POT-1 (1) und KOT-1/2 (1)



(b) RILEM-Ausziehkörper POT-1 (1) und konsolenförmiger Ausziehkörper KOT-1/2 (1) nach Versuchsdurchführung (links) und aufgeschnittener konsolenförmiger Ausziehkörper nach Versuchsdurchführung (rechts)



(c) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und Rissmessung der Spaltrisse von Versuch KPOT-1/2 (1-3)

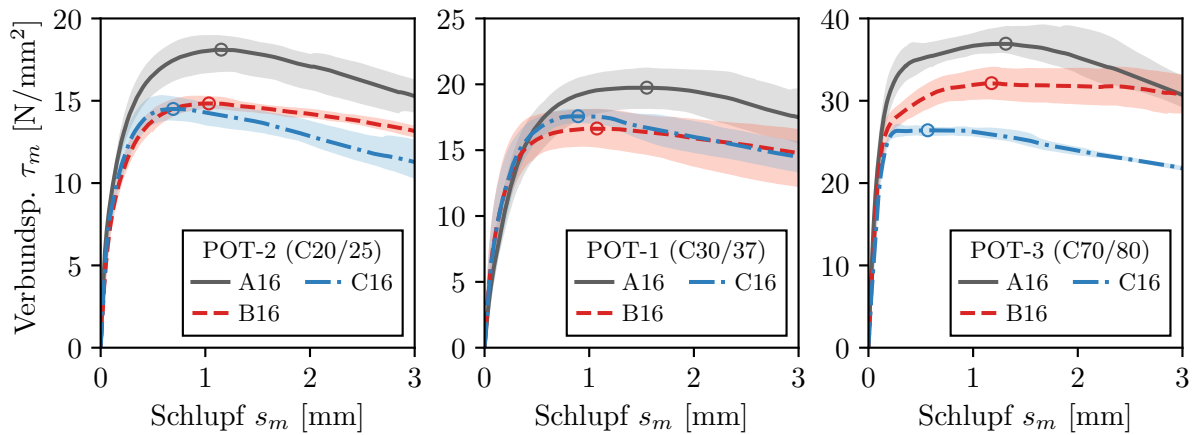
Abbildung 3.31: Vergleich RILEM-Ausziehversuche (POT) und konsolenförmige Ausziehversuche (KPOT) am Beispiel von Versuchen POT-1 (1-3) und KPOT1/2 (1-3)

Nach den Versuchen wurden einige Probekörper zur weiteren Untersuchung aufgesägt. Die RILEM-Ausziehkörper wiesen augenscheinlich kein auffälliges Rissbild auf. Lediglich die Betonkonsolen zwischen den Rippen waren durch das Herausziehen der Bewehrungsstäbe abgeschert. Bei den konsolenförmigen Ausziehkörpern hingegen war im Bereich der Risssimulation ein Betonausbruch und ein teilweise starkes inneres Rissbild zu erkennen. Abbildung 3.31 (b) zeigt beispielhaft die Probekörper POT-1 (1) und KPOT-1/2 (1).

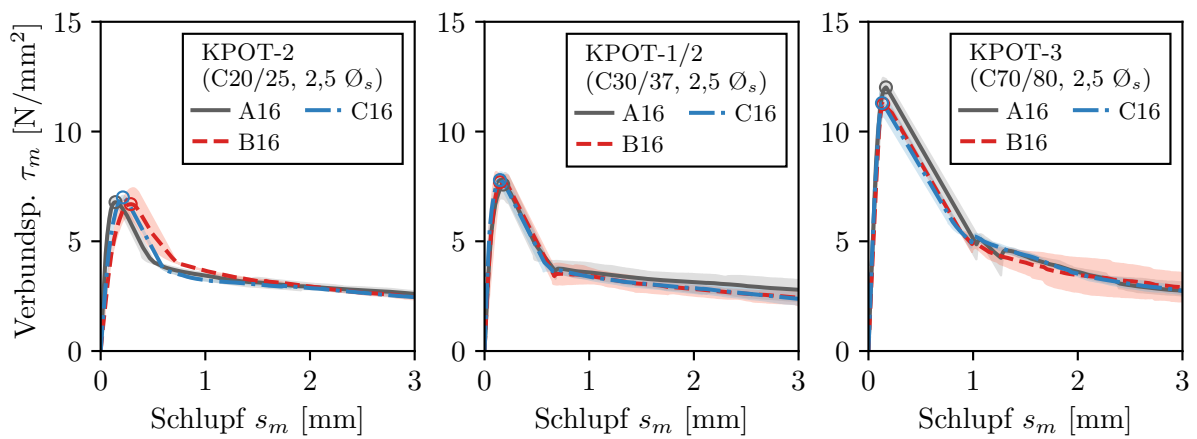
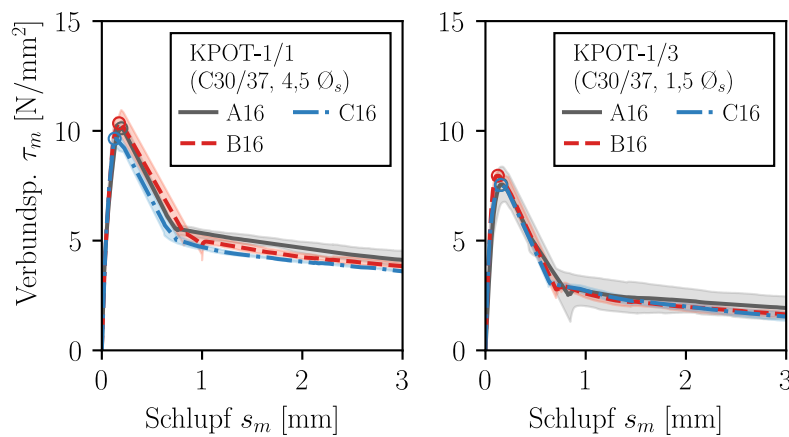
Rippengeometrie

In den RILEM-Ausziehversuchen und den konsolenförmigen Ausziehversuchen wurden Bewehrungsstähle mit unterschiedlichen Rippengeometrien (A16, B16 und C16) untersucht. In den RILEM-Ausziehversuchen wurde mit dem Bewehrungsstabstahl (A16) gegenüber den gerichteten Betonstählen aus Ringen (B16, C16) eine um bis zu 40 % höhere Verbundtragfähigkeit erreicht. Dies ist zum Teil auf die veränderte Rippengeometrie und insbesondere auf die für Betonstahl in Ringen typischen breiteren Rippen zurückzuführen (vgl. [Fröse u. Fischer 2023a, b]). Bei hohen Betonfestigkeiten wurde die größte Differenz zwischen den Bewehrungsstäben A16 und C16 ermittelt. Das Ausziehversagen, wie es in den RILEM-Ausziehversuchen auftritt, stellt gewissermaßen die Obergrenze der Verbundtragwirkung dar. Im Gegensatz dazu ist bei realen Bauteilen für die Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen in der Regel das Spaltversagen maßgebend, bei dem wesentlich geringere Verbundkräfte übertragen werden können als beim Ausziehversagen (vgl. Abschn. 2.1.1). Bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen mit Spaltversagen zeigte sich ein nahezu identisches Verbundverhalten der Bewehrungsstäbe A16, B16 und C16. Sowohl für die maximale Verbundspannung als auch für die Verbundsteifigkeit konnten keine relevanten Unterschiede zwischen den Versuchen mit unterschiedlichen Bewehrungsstäben festgestellt werden. Darüber hinaus war die Streuung der Ergebnisse im Vergleich zu den RILEM-Ausziehversuchen sehr gering. Dieses Verbundverhalten zeigte sich auch bei Variation der Betonfestigkeitsklasse und der Betondeckung, so dass die Beobachtungen weitgehend unabhängig von anderen Verbundparametern zu sein scheinen.

Der Einfluss der Rippengeometrie ist nach den Erkenntnissen aus der Literatur noch nicht abschließend geklärt. In einem laufenden Forschungsvorhaben an der Technischen Universität München wird das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mit unterschiedlichen Rippengeometrien und Stabdurchmessern umfassend betrachtet [Fischer et al. 2024]. Ein Schwerpunkt liegt dabei auf dem Verbundverhalten von Betonstahl in Ringen. Aufgrund der hier vorgestellten Ergebnisse wird davon ausgegangen, dass die in der Praxis anzutreffenden Rippengeometrien nach DIN 488-2, DIN 488-3 oder Sonderrippungen nach Zulassung bei Spaltversagen nur einen sehr untergeordneten Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit haben. Für die Diskussion weiterer Einflussparameter wird im Weiteren dieser Arbeit nur noch der Bewehrungsstahl A16 betrachtet, der eine direkte Vergleichbarkeit mit den zentrischen Dehnkörperversuchen und den Dehnkörperversuchen mit verankerten Stäben bietet. Alle Versuchsergebnisse der RILEM-Ausziehversuche und konsolenförmigen Ausziehversuche sind in Abschnitt B.3 und Abschnitt B.4 dargestellt. Für eine wesentlich umfassendere Betrachtung des Einflusses der Rippengeometrie auf das Verbundverhalten wird auf die genannte Forschungsarbeit [Fischer et al. 2024] verwiesen.



(a) RILEM-Ausziehversuche mit zentrischer Stablage

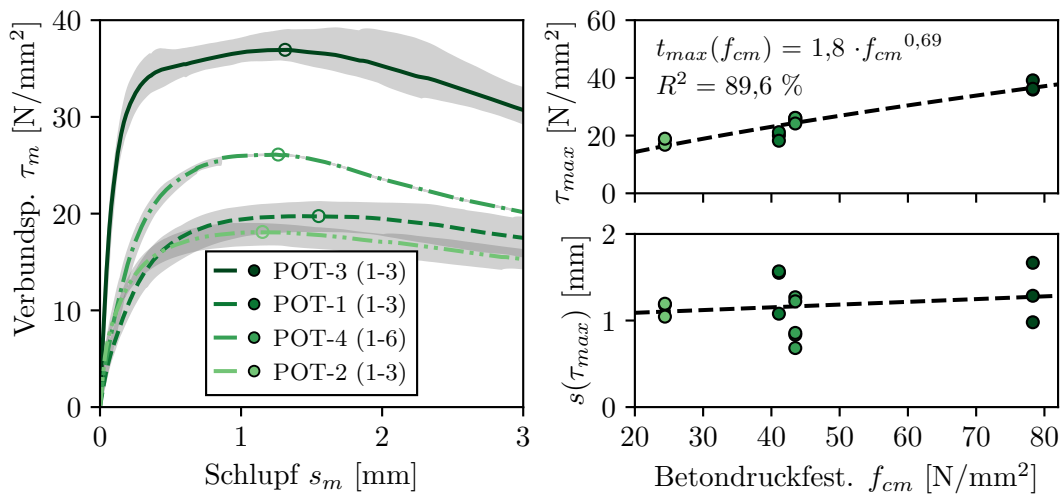
(b) konsolenförmige Ausziehversuche mit Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$ (c) konsolenförmige Ausziehversuche mit Betondeckung $c = 4,5 \varnothing_s$ und $c = 1,5 \varnothing_s$ **Abbildung 3.32:** Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von RILEM-Ausziehversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen an Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Rippengeometrie

Betondruckfestigkeit

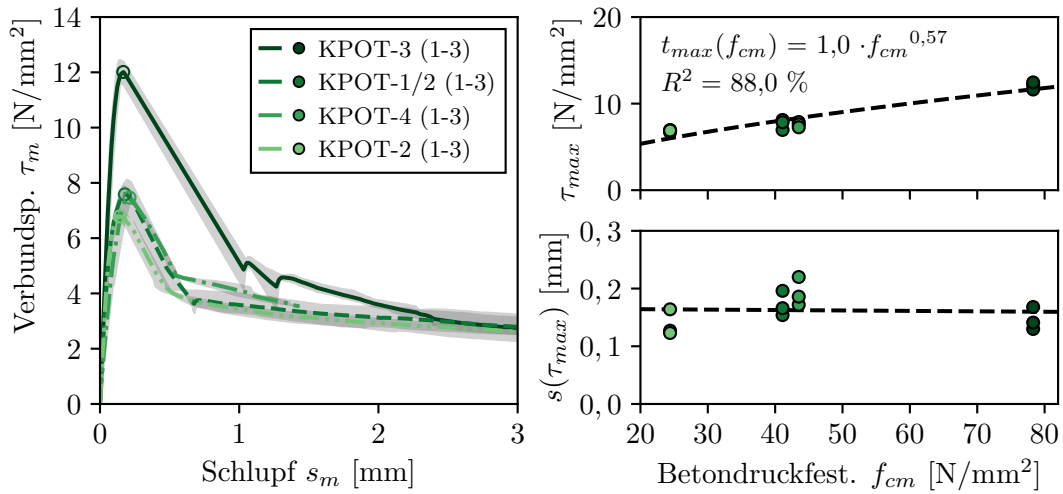
In einer Parameterstudie mit RILEM-Ausziehversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen wurde der Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cm} auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Die Betondruckfestigkeit wurde an Betonzyindern mit einem Durchmesser von 150 mm ermittelt. Abbildung 3.33 (a) zeigt die in den RILEM-Ausziehversuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sowie die in den Versuchen ermittelten maximalen Verbundspannungen τ_{max} und die zugehörigen Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung $s(\tau_{max})$. Abbildung 3.33 (b) zeigt die entsprechenden Versuchskurven für die konsolenförmigen Ausziehversuche. Die Versuchskörper wurden mit dem Bewehrungsstahl A16, einer Betondeckung von $c/\varnothing_s = 2,5$ und mit guten Verbundbedingungen hergestellt. Mit zunehmender Betondruckfestigkeit konnten in den Versuchen höhere Verbundspannungen übertragen werden. Außerdem nahm mit steigender Betondruckfestigkeit auch die Verbundsteifigkeit zu, so dass der Schlupf abnahm. Bei den RILEM-Ausziehversuchen konnten etwa dreimal so hohe Verbundspannungen übertragen werden wie bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen. Mittels Regressionsanalyse wurde die Funktion von τ_{max} in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_{cm} bestimmt. Für die konsolenförmigen Ausziehversuche wurde ein Einfluss von $\tau_{max} \sim f_{cm}^{0,57}$ ermittelt. In der Literatur wird in Modellen für das Spaltversagen für den Einfluss von τ_{max} in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_{cm} ein Exponent zwischen 0,25 und 0,66 angegeben (vgl. Abschn. 2.2.4 „Betonfestigkeit“). Bei den RILEM-Ausziehversuchen war der Trend für den Einfluss der Betondruckfestigkeit deutlich steiler ($\tau_{max} \sim f_{cm}^{0,69}$). Aus den Ergebnissen der RILEM-Ausziehversuche kann daher nicht ohne weiteres auf die Ergebnisse der konsolenförmigen Ausziehversuche mit Spaltversagen geschlossen werden. Abbildung 3.33 (c) zeigt die Messungen der Spaltrisse aus den konsolenförmigen Ausziehversuchen. Mit steigender Betondruckfestigkeit nahmen sowohl die Verbundspannungen als auch die ermittelten Rissbreiten zu. Bei gleichem Schlupf wurde mit zunehmender Betondruckfestigkeit eine größere Rissbreite ermittelt. Eine von der Betonfestigkeit unabhängige Umrechnung von der Rissbreite auf die Verbundspannung ist daher nicht möglich.

Betonzugfestigkeit

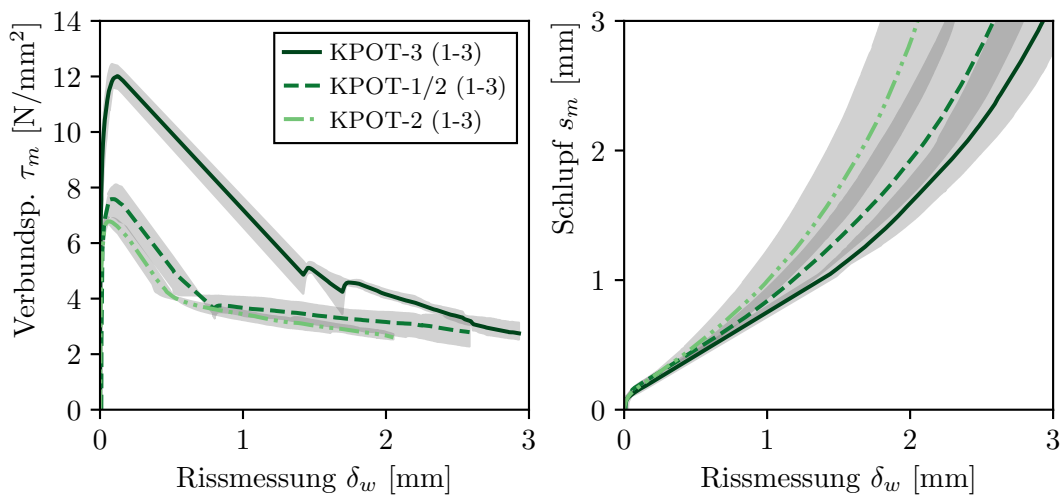
In einer weiteren Parameterstudie mit RILEM-Ausziehversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen wurde der Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ctm} auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Es handelt sich um den gleichen Versuchsdatensatz wie bei der Parameterstudie zur Betondruckfestigkeit. Die Betonzugfestigkeit wurde aus der Spaltzugfestigkeit an Betonzyindern mit einem Durchmesser von 150 mm ermittelt. Abbildung 3.34 (a) zeigt die in den RILEM-Ausziehversuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sowie die in den Versuchen ermittelten maximalen Verbundspannungen τ_{max} und die zugehörigen Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung $s(\tau_{max})$. Abbildung 3.34 (b) zeigt die entsprechenden Versuchskurven für die konsolenförmigen Ausziehversuche. Die Versuchskörper wurden mit dem Bewehrungsstahl A16, einer Betondeckung von $c/\varnothing_s = 2,5$ und mit guten Verbundbedingungen hergestellt. Mit zunehmender Betonzugfestigkeit konnten in den Versuchen höhere Verbundspannungen übertragen werden. Außerdem nahm mit steigender Betonzugfestigkeit auch die Verbundsteifigkeit zu, so dass geringere Schlupfwerte ermittelt



(a) RILEM-Ausziehversuche: A16, $c/\varnothing_s = 2,5$, $\varnothing_s = 16$ mm, gute Verbundbeding.

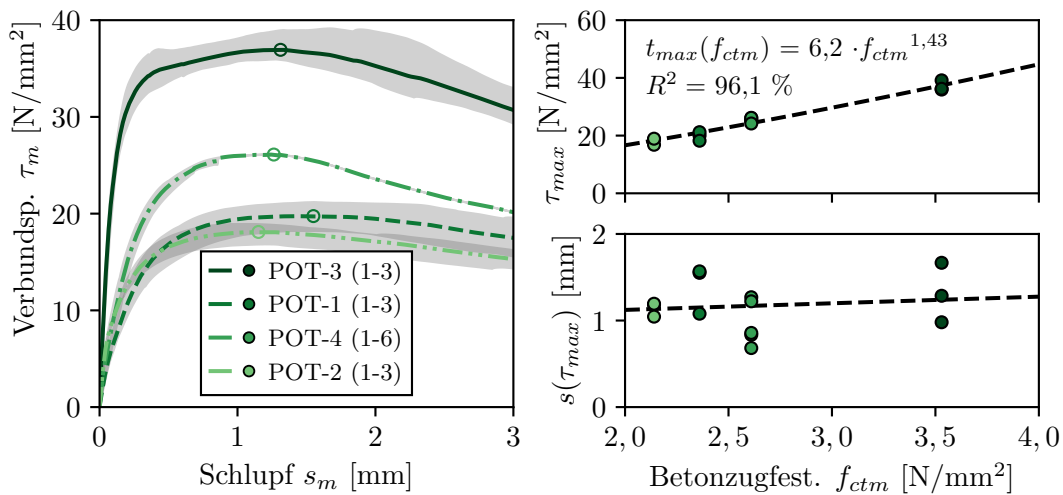
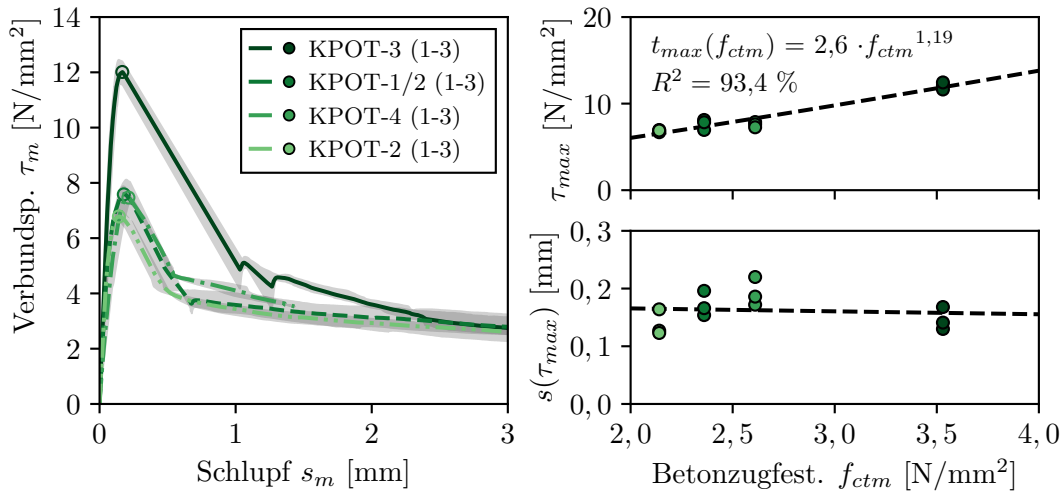


(b) konsolenf. Ausziehversuche: A16, $c/\varnothing_s = 2,5$, $\varnothing_s = 16$ mm, gute Verbundbeding.



(c) Messung der Spaltrisse der konsolenförmigen Ausziehversuche

Abbildung 3.33: Parameterstudie an Ausziehkörpern zum Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cm}

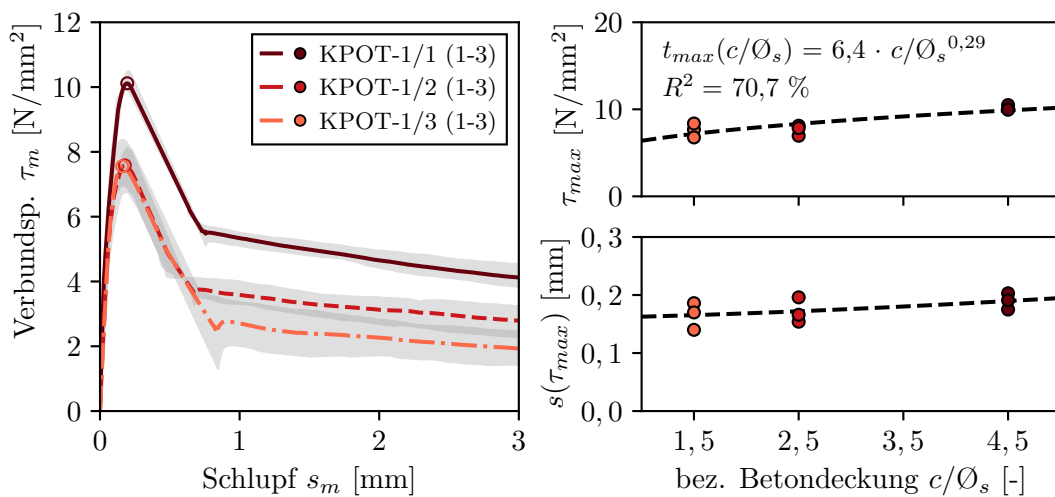
(a) RILEM-Ausziehversuche: A16, $c/\varnothing_s = 2,5$, $\varnothing_s = 16$ mm, gute Verbundbeding.(b) konsolenf. Ausziehversuche: A16, $c/\varnothing_s = 2,5$, $\varnothing_s = 16$ mm, gute Verbundbeding.**Abbildung 3.34:** Parameterstudie an Ausziehkörpern zum Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ctm}

wurden. Bei den RILEM-Ausziehversuchen konnten etwa dreimal so hohe Verbundspannungen übertragen werden wie bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen. Mit Hilfe der Regressionsanalyse wurde die Funktion von τ_{max} in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit f_{ctm} bestimmt. Für die konsolenförmigen Ausziehversuche wurde ein Einfluss von $\tau_{max} \sim f_{cm}^{1,13}$ ermittelt. Bei den RILEM-Ausziehversuchen war der Trend deutlich steiler ($\tau_{max} \sim f_{cm}^{1,43}$).

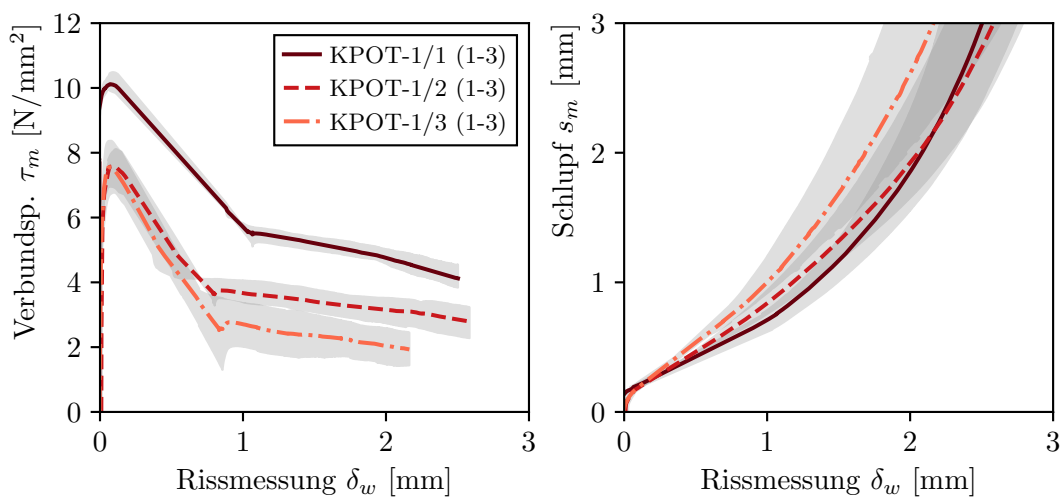
Betondeckung

In einer Parameterstudie mit konsolenförmigen Ausziehversuchen wurde der Einfluss der Betondeckung c auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Die Betondeckung wurde auf den Stabdurchmesser (c/\varnothing_s) bezogen. Es wurden konsolenförmigen Ausziehversuche mit einer bezogenen Betondeckung

von $c/\varnothing_s = 1,5$, $c/\varnothing_s = 2,5$ und $c/\varnothing_s = 4,5$ durchgeführt. Für die Versuche wurde der Betonstabstahl A16 verwendet und alle Probekörper stammten aus einer Herstellcharge mit den gleichen Materialeigenschaften des Betons. Abbildung 3.35 (a) zeigt die aus den konsolenförmigen Ausziehversuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sowie die in den Versuchen ermittelten maximalen Verbundspannungen τ_{\max} und die zugehörigen Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung $s(\tau_{\max})$. Mit zunehmender Betondeckung wurden in den Versuchen höhere Verbundspannungen ermittelt. Die Verbundsteifigkeit änderte sich mit zunehmender Betondeckung nicht wesentlich. Der aufsteigende Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung blieb in allen Versuchen nahezu unverändert, lediglich das Verbundversagen trat entsprechend früher ein. Mit Hilfe einer Regressionsanalyse wurde die Funktion der maximalen Verbundspannung τ_{\max} in Abhängigkeit von der bezogenen Betondeckung c/\varnothing_s ermittelt. Für die konsolenförmigen Ausziehversuche wurde ein Einfluss $\tau_{\max} \sim (c/\varnothing_s)^{0,29}$



(a) konsolenf. Ausziehversuche: A16, Beton C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, gute Verbundbed.



(b) Messung der Spaltrisse der konsolenförmigen Ausziehversuche

Abbildung 3.35: Parameterstudie an Ausziehkörpern zum Einfluss der bez. Betondeckung c/\varnothing_s

ermittelt. In der Literatur wird der Einfluss der Betondeckung auf die Verbundspannung τ entweder proportional oder mit einem Exponenten zwischen 0,2 und 0,5 angegeben (vgl. Abschn. 2.2.5 „Betondeckung“). Abbildung 3.35 (b) zeigt die Messungen der Spaltrisse aus den konsolenförmigen Ausziehversuchen. Mit zunehmender Betondeckung von $c/\varnothing_s = 2,5$ gegenüber $c/\varnothing_s = 1,5$ nahmen sowohl die Verbundspannungen als auch die ermittelten Rissbreiten an der Betonoberfläche zu. Bei gleichem Schlupf wurden mit zunehmender Betondeckung größere Rissbreiten ermittelt. Bei einer Betondeckung von $c/\varnothing_s = 2,5$ und $c/\varnothing_s = 4,5$ blieben die ermittelten Rissbreiten an der Betonoberfläche nahezu unverändert.

Verbundbedingungen

In einer Parameterstudie mit RILEM-Ausziehversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen wurde der Einfluss von guten und mäßigen Verbundbedingungen auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Mäßige Verbundbedingungen entstehen in der oberen Bewehrungslage durch die Bildung von Hohlräumen und Poren unter den horizontalen Bewehrungsstäben infolge von Sedimentation beim Verdichten des Betons. Zusätzlich führt die Sedimentation des Frischbetons zu einem Anstieg des w/z-Wertes in den oberen Bauteilbereichen und zu einer Abnahme der Betonfestigkeit. Der Kennwert TCR (engl. *top cast ratio*) definiert das Verhältnis der Verbundfestigkeit der Stäbe in der oberen Lage des Bauteils mit mäßigen Verbundbedingungen zur Verbundfestigkeit der Stäbe in der unteren Lage des Bauteils mit guten Verbundbedingungen. DIN EN 1992-1-1 und fib Model Code 2010 berücksichtigen eine um 30 % reduzierte Verbundfestigkeit ($TCR = 0,7$) bei mäßigen Verbundbedingungen [DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010]. In den experimentellen Untersuchungen wurde dieser Grenzwert nachgebildet, indem 30 % der Rippen- bzw. Mantelfläche mit offenporigem Schaumstoff abgedeckt wurde (Abb. 3.3, Abschn. 3.3.1). Die Versuchskörper wurden in der gleichen Stablage betoniert, so dass bei den experimentell nachgebildeten mäßigen Verbundbedingungen gleiche Betonfestigkeitswerte vorlagen.

Abbildung 3.36 (a) zeigt die in den RILEM-Ausziehversuchen ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für gute (gV) und mäßige Verbundbedingungen (mV). Die Versuchskörper wurden mit dem Bewehrungsstabstahl A16 und einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 hergestellt. Untypischerweise traten auch bei den RILEM-Ausziehversuchen mit guten Verbundbedingungen in einigen Fällen Spaltversagen auf. Ein derartiges Verbundversagen wurde bei den bisherigen Versuchen nicht beobachtet. Zur besseren Visualisierung sind die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Versuche mit Spaltversagen nur bis zur maximalen Verbundspannung dargestellt. Die Versuche mit Ausziehversagen sind dagegen vollständig dargestellt. Die RILEM-Ausziehversuche zeigen einen großen Unterschied zwischen guten und mäßigen Verbundbedingungen. Die übertragenen Verbundspannungen waren bei mäßigem Verbund um fast genau 30 % geringer als bei guten Verbundbedingungen (Abb. 3.36 (a)). Die Unterschiede zwischen mäßigen und guten Verbundbedingungen sind in der Praxis wahrscheinlich hauptsächlich auf die geringere Betonfestigkeit in den oberen Bereichen des Bauteils aufgrund des höheren w/z-Wertes zurückzuführen.

Abbildung 3.36 (b) zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der konsolenförmigen Ausziehversuche mit guten (gV) und mäßigen Verbundbedingungen (mV). Die Versuchskörper wurden mit einer bezogenen Betondeckung von $c/\varnothing_s = 2,5$ hergestellt. Bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen konnte nur etwa ein Drittel der Verbundspannungen wie bei den RILEM-Ausziehversuchen übertragen werden. Außerdem sind die ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei guten und mäßigen Verbundbedingungen nahezu identisch. Es zeigt sich eine Analogie zum Einfluss der Rippengeometrie, wo ebenfalls in den RILEM-Ausziehversuchen an unterschiedlich profilierter Betonstahlbewehrung große Unterschiede in der Verbundtragfähigkeit ermittelt wurden, während sich bei konsolenförmigen Ausziehkörpern mit geringerer Verbundtragfähigkeit keine signifikanten Unterschiede ergaben. Bei gleicher Betonfestigkeit scheinen kleine, durch Sedimentation entstandene Hohlräume an der Stabsunterseite und daraus resultierende mäßige Verbundbedingungen keinen wesentlichen Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit bei Spaltversagen zu haben.

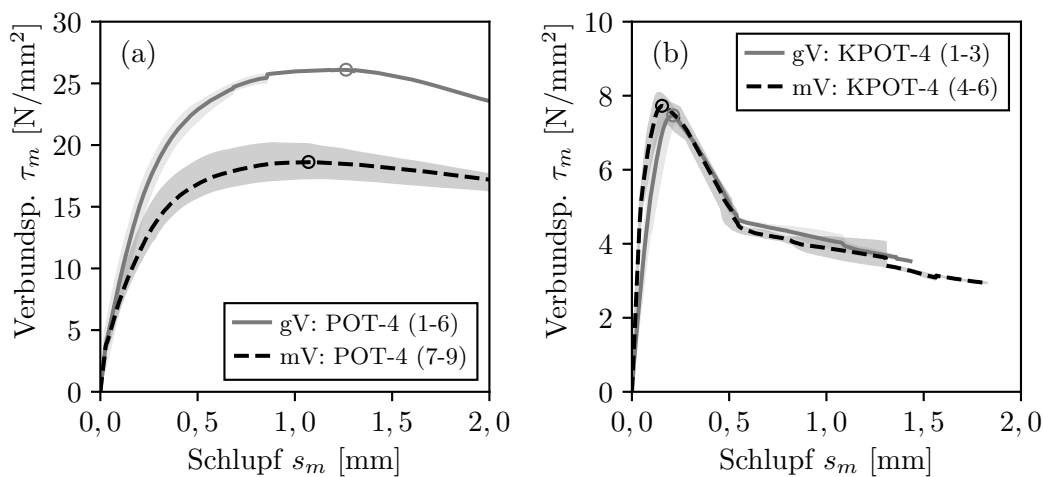
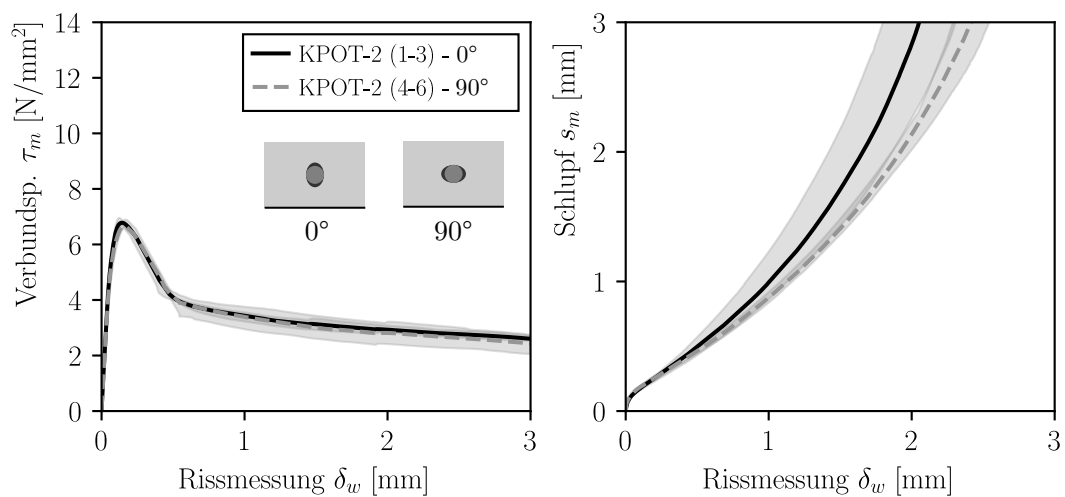


Abbildung 3.36: Einfluss mäßiger Verbundbedingungen in (a) RILEM-Ausziehversuchen und (b) konsolenförmigen Ausziehversuchen (Stab A16, Beton C30/37, Betondeckung bei konsolenförmigen Ausziehkörpern $c/\varnothing_s = 2,5$)

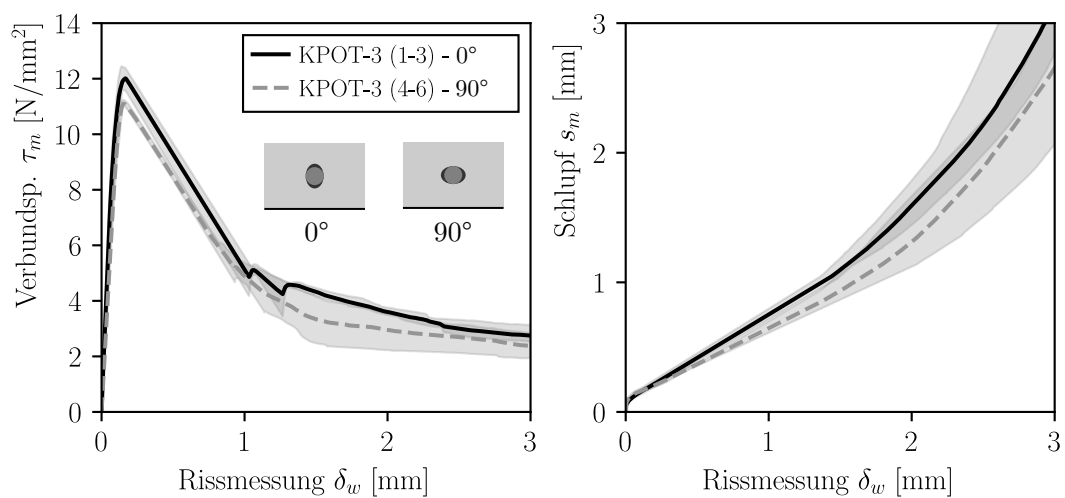
Staborientierung

In weiteren Untersuchungen mit konsolenförmigen Ausziehversuchen wurde der Einfluss der Staborientierung untersucht. Dabei wurden die Rippen des zweireihigen Bewehrungsstabes A16 einmal zur Betondeckung (Staborientierung 0°) und einmal quer zur Betondeckung (Staborientierung 90°) ausgerichtet (Abb. 3.28). Die Versuchskörper wurden mit Beton der Festigkeitsklasse C20/25 und C70/80, einer bezogenen Betondeckung von $c/\varnothing_s = 2,5$ und mit guten Verbundbedingungen hergestellt. Abbildung 3.37 (a) zeigt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen und die Messungen der Spaltrisse der konsolenförmigen Ausziehversuche mit Beton der Festigkeitsklasse C20/25. Abbildung 3.37 (b) zeigt die gleichen Versuchskurven der Ausziehversuche mit Beton der Festigkeitsklasse C70/80. In der Versuchsreihe mit Beton der Festigkeitsklasse C20/25 war die Staborientierung ohne Einfluss auf die maximale Verbundspannung und die Verbundsteifigkeit. Die Verbundspannungs-

Schlupf-Beziehung beider Versuchsserien waren identisch. Bei einer Staborientierung von 90° wurden jedoch etwas größere Rissöffnungen gemessen als bei einer Staborientierung von 0° . In der Versuchsreihe mit Beton der Festigkeitsklasse C70/80 wurden bei einer Staborientierung von 90° 8 % geringere Verbundspannungen gemessen. Gleichzeitig wurden ebenfalls größere Rissöffnungen an der Betonoberfläche beobachtet. Für die Verbundübertragung scheint eine Staborientierung von 90° etwas ungünstiger zu sein als eine Staborientierung in Richtung der Betondeckung. Dies ist vor allem auf eine etwas größere Spaltwirkung zurückzuführen. Dieser Effekt ist nur bei hochfesten Betonen nennenswert ausgeprägt und kann aufgrund der sehr geringen Unterschiede in den gemessenen Verbundkräften und Rissöffnungen weitgehend vernachlässigt werden. Auch in der Literatur wird von verschiedenen Autoren [z. B. Reynolds u. Beeby 1982; Cairns u. Jones 1995b] berichtet, dass bei Verbundversuchen an Übergreifungsstößen kein signifikanter Einfluss der Staborientierung beobachtet wurde. Die Untersuchungen wurden nur mit Normalbeton durchgeführt.



(a) konsolenf. Ausziehversuche: A16, Beton C20/25, $\varnothing_s = 16$ mm, gute Verbundbed.



(b) konsolenf. Ausziehversuche: A16, Beton C70/80, $\varnothing_s = 16$ mm, gute Verbundbed.

Abbildung 3.37: Einfluss der Staborientierung bei konsolenförmigen Ausziehversuchen

3.6 Vergleich Dehnkörperversuche und konsolenförmige Ausziehversuche

In Abbildung 3.38 sind die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen von zentrischen Dehnkörperversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen mit den gleichen Parametern Betonfestigkeitsklasse, Stabdurchmesser und Betondeckung dargestellt. Da die einzelnen Versuchsreihen geringfügige Schwankungen der Betonfestigkeitswerte aufweisen, wurden diese zur besseren Darstellung und Vergleichbarkeit auf eine einheitliche Betonfestigkeit skaliert. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Dehnkörperversuche und der konsolenförmigen Ausziehversuche zeigen eine sehr gute Übereinstimmung. Sowohl der qualitative Verlauf der Messkurven als auch das Verbundspannungsmaximum stimmen gut überein. Da oberhalb der Streckgrenze des Bewehrungsstahls keine plausible faseroptische Dehnungsmessung mehr möglich war, konnte die Verbundspannungs-Schlupf-

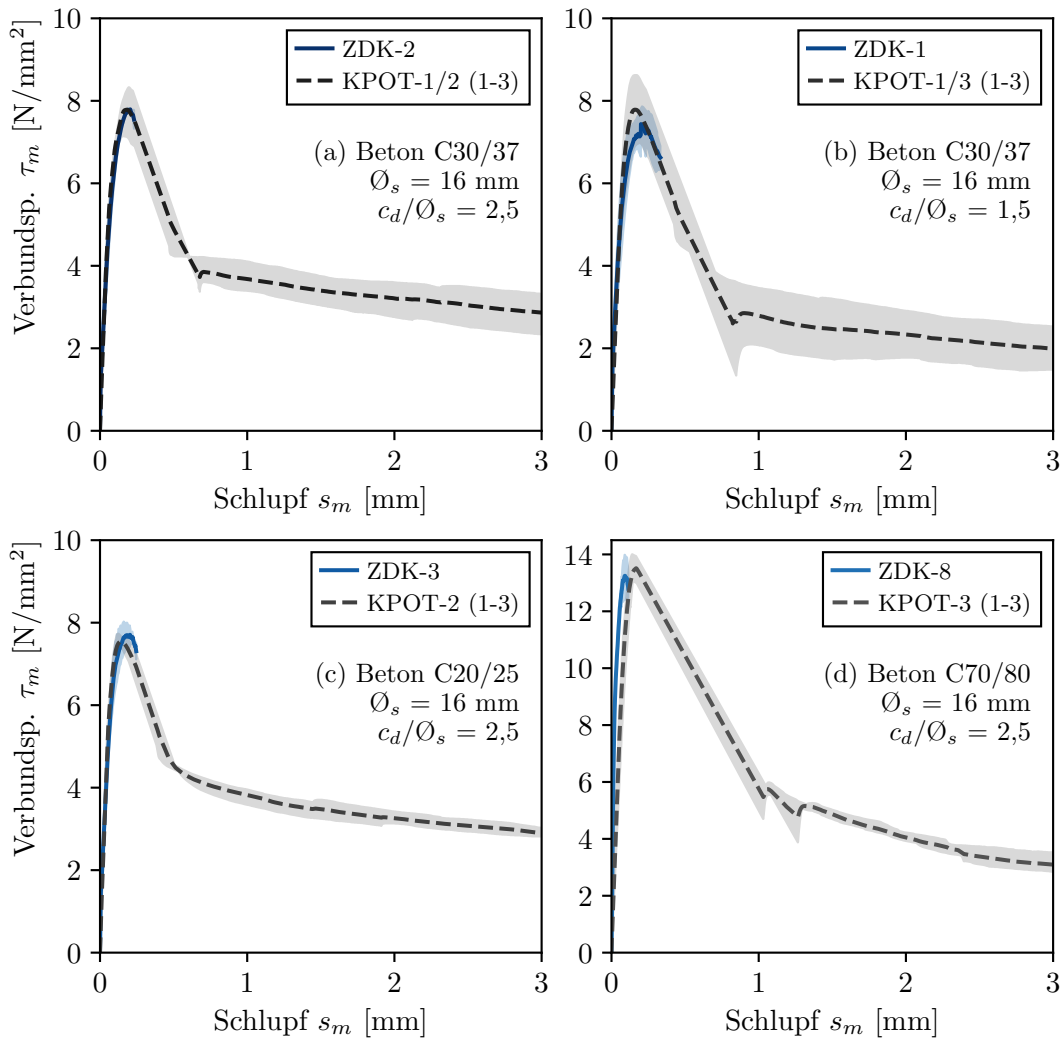


Abbildung 3.38: Vergleich Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Dehnkörperversuche (ZDK) und konsolenförmigen Ausziehversuche (KPOT)

Beziehung in den Dehnkörperversuchen nicht vollständig abgebildet werden. Die konsolenförmigen Ausziehversuche stellen daher eine sinnvolle Ergänzung zu den zentrischen Dehnkörperversuchen dar.

3.7 Zusammenfassung

Der Einfluss wesentlicher Parameter auf das Verbundtragverhalten wurde in Parameterstudien sowohl an Dehnkörperversuchen, als auch an RILEM-Ausziehversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen ermittelt. Der Einfluss der Betondruckfestigkeit, der Betonzugfestigkeit, des Stabdurchmessers und der Betondeckung auf die maximale Verbundspannung wurde durch Regressionsanalyse ermittelt und der Einfluss auf die maximale Verbundspannung in potenziierter Form beschrieben. Die ermittelten Exponenten k für die jeweiligen Parameter und Probekörperformen sind in Tabelle 3.14 angegeben. Die aus den Dehnkörperversuchen und den konsolenförmigen Ausziehversuchen abgeleiteten Trends zeigen im Allgemeinen eine gute Übereinstimmung. Außerdem decken sie sich gut mit den Angaben aus der Literatur zum Spaltversagen (vgl. Abschn. 2.2). Lediglich bei der experimentellen Untersuchung des Einflusses der Querbewehrung und der Untersuchung von guten und mäßigen Verbundbedingungen konnte bei den Dehnkörper- und konsolenförmigen Ausziehversuchen kein Einfluss festgestellt werden. Die Unterschiede zwischen mäßigen und guten Verbundbedingungen sind hauptsächlich auf die geringere Betonfestigkeit infolge des höheren w/z -Wertes in den oberen Bauteilbereichen zurückzuführen (vgl. Abschn. 3.3.6 „Verbundbedingungen“ und Abschn. 3.5.6 „Verbundbedingungen“). Kleinere Hohlräume an der Unterseite des Bewehrungsstabes sind daher für das Verbundverhalten bei Spaltversagen tendenziell vernachlässigbar.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass sowohl Dehnkörperversuche als auch konsolenförmige Ausziehversuche zur Untersuchung des Verbundverhaltens bei Spaltversagen sehr geeignet erscheinen und zu vergleichbaren Ergebnissen führen. RILEM-Ausziehversuche führen dagegen zu einer starken Überschätzung einzelner Einflussparameter. Aus den RILEM-Ausziehversuchen kann damit nicht auf das Verbundverhalten bei Spaltversagen geschlossen werden.

Tabelle 3.14: Einflüsse auf das Verbundtragverhalten ermittelt aus Dehnkörperversuchen (ZDK), konsolenförmigen Ausziehversuchen (KPOT) und RILEM-Ausziehversuchen (POT)

Parameter		ZDK	KPOT	POT	Literatur
Betondruckfestigkeit	$\tau \sim f_{cm}^k$	0,55 bis 0,58	0,57	0,69	0,22 bis 0,66
Betonzugfestigkeit	$\tau \sim f_{ctm}^k$	1,12 bis 1,25	1,19	1,43	$\approx 1,0$
Stabdurchmesser	$\tau \sim (1/\varnothing_s)^k$	0,23	-	-	0,2 bis 0,5
Betondeckung	$\tau \sim (c_d/\varnothing_s)^k$	0,21 bis 0,32	0,29	-	0,2 bis 0,5
Verbundbedingungen	TCR	1,0	1,0	0,7	0,71 bis 0,83

Kapitel 4

Verbundmodell auf der Grundlage der experimentellen Untersuchungen

In der Literatur existieren verschiedene Verbundmodelle mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für das Spaltversagen (vgl. Abschn. 2.1.3). Aufgrund der großen Diskrepanzen zwischen den Modellen besteht jedoch Unklarheit darüber, welches dieser Modelle als korrekt angesehen werden kann. Die Verbundmodelle wurden meist aus kleinmaßstäblichen Verbundversuchen abgeleitet. Die dabei verwendete konventionelle Messtechnik erfordert vereinfachende Annahmen, wie z. B. die Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung oder die Verallgemeinerung einer Schlupfmessung am unbelasteten bzw. belasteten Stabende. Weder ist die tatsächliche Verbundspannungsverteilung konstant, noch ist die Schlupfmessung am unbelasteten bzw. belasteten Stabende repräsentativ für die tatsächliche Verschiebung des Bewehrungsstabes entlang der Verbundlänge (vgl. Abschn. 2.1.3). Neue Messmethoden wie die faseroptische Dehnungsmessung erlauben es, das tatsächliche nichtlineare Verbundverhalten wesentlich genauer zu erfassen und daraus die für das Verbundverhalten relevanten Zusammenhänge exakter zu beschreiben. Diese neuen Möglichkeiten und Erkenntnisse werden genutzt, um ein möglichst zutreffendes Verbundmodell für das Spaltversagen zu formulieren. Die Abgrenzung zu bisherigen Verbundmodellen besteht dabei nicht nur in der Messmethodik, sondern vor allem in der dafür verwendeten breiten Basis von verschiedenen Verbundversuchen, die das Ziel haben, alle Aspekte wie Verbundsteifigkeit, Verbundtragfähigkeit und Nachbruchverhalten möglichst zutreffend zu erfassen. Ein weiterer Schwerpunkt ist das so genannte lokale Verbundverhalten, das mit der faseroptischen Dehnungsmessung wesentlich genauer quantifiziert werden kann. Im Folgenden werden der Aufbau des Verbundmodells, die Modellbildung sowie die Beschreibung der darin enthaltenen Einflussparameter und des lokalen Verbundverhaltens dargestellt. Es folgt ein Vergleich mit bestehenden Verbundmodellen sowie die Nachrechnung und Validierung mit eigenen Versuchen und Versuchen aus der Literatur.

4.1 Aufbau des Verbundmodells

4.1.1 Allgemeines

Aus den durchgeführten experimentellen Untersuchungen wurden messtechnisch ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus verschiedenen Verbundversuchen abgeleitet. Diese sind in Kapitel 3 dargestellt. Aus den Messergebnissen wird eine für das Spaltversagen gültige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung formuliert. Zur Beschreibung des Verbundmodells werden zwei einhüllende Formfunktionen gewählt. Die erste Hüllkurve (Gl. 4.1) beschreibt den aufsteigenden Ast bis zum Beginn des Spaltversagens. Die zweite Hüllkurve (Gl. 4.2) beschreibt den absteigenden Ast bzw. das Nachbruchverhalten. Die prinzipielle Form der Modellfunktionen ist in Abbildung 4.1 dargestellt.

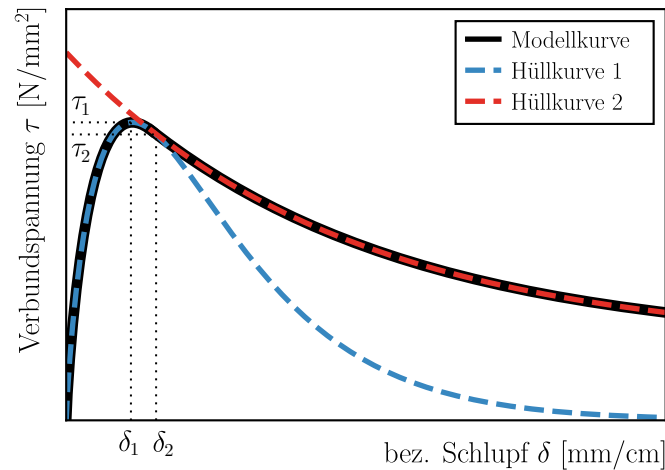


Abbildung 4.1: Hüllkurven der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Im Verbundmodell wird der Schlupf auf den Stabdurchmesser \varnothing_s bezogen (Gl. 4.3). Die Betrachtung des bezogenen Schlupfes δ hat den Vorteil, dass die Verbundsteifigkeit bei sich änderndem Stabdurchmesser im Modell nicht eigenständig berücksichtigt werden muss, da diese implizit enthalten ist (vgl. Abschn. 3.3.6 „Stabdurchmesser“). Für eine anschaulichere Skalierung wird der Schlupf s in Millimetern (mm) und der Stabdurchmesser \varnothing_s in Zentimetern (cm) angegeben. Für einen Stab mit $\varnothing_s = 10$ mm ist der bezogene Schlupf δ gleich dem tatsächlichen Schlupf s . Die folgenden Funktionen beschreiben die Hüllkurven:

$$\text{Hüllkurve 1: } \tau(\delta) = \psi_1 \cdot \delta^{\psi_2} \cdot e^{-\psi_3 \cdot \delta} \quad (\delta \leq \delta_2) \quad (4.1)$$

$$\text{Hüllkurve 2: } \tau(\delta) = (\tau_2 - \psi_4) \cdot e^{-\psi_5 \cdot (\delta - \delta_2)} + \psi_4 \quad (\delta > \delta_2) \quad (4.2)$$

$$\text{mit: } \delta = \frac{s \cdot 10}{\varnothing_s} \quad [\text{mm/cm}] \quad (s \text{ in [mm], } \varnothing_s \text{ in [mm])} \quad (4.3)$$

τ_1 ist die maximale Verbundspannung mit bezogenem Schlupf δ_1 . τ_2 ist die Verbundspannung am Übergang der Hüllkurve 1 in die Hüllkurve 2 mit bezogenem Schlupf δ_2 . Es gilt:

$$\delta_1 = \frac{\psi_2}{\psi_3}, \quad \tau_1 = \psi_1 \cdot \delta_1^{\psi_2} \cdot e^{-\psi_2} \quad (4.4)$$

$$\delta_2 = 1,3 \cdot \delta_1, \quad \tau_2 = \psi_1 \cdot \delta_2^{\psi_2} \cdot e^{-\psi_3 \cdot \delta_2} \quad (4.5)$$

Das Verbundmodell besitzt einen semi-empirischen Charakter. Das bedeutet, dass die Modellparameter zur Beschreibung der Hüllkurven im Wesentlichen aus mechanischen Überlegungen, Erkenntnissen aus der Literatur und Beobachtungen aus experimentellen Untersuchungen abgeleitet wurden. Die genaue Bestimmung der Modellparameter erfolgte empirisch mittels multivariater Kurvenanpassung in Abhängigkeit der variablen Einflussgrößen Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s und Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s . Das Verfahren ist in Abschnitt 4.1.2 beschrieben. Die Modellparameter ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 , ψ_4 und ψ_5 werden folgendermaßen beschrieben:

$$\psi_1 = 28,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{2}\right)^{3,06} \cdot \left(\frac{20}{\varnothing_s}\right)^{0,16} \cdot \left(\frac{c_d}{\varnothing_s}\right)^{0,22} \quad (4.6)$$

$$\psi_2 = 0,8 \quad (4.7)$$

$$\psi_3 = 0,64 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{2}\right)^{2,28} \quad (4.8)$$

$$\psi_4 = 0,25 \cdot \tau_1 \quad (4.9)$$

$$\psi_5 = 0,40 \cdot \tau_1 \quad (4.10)$$

4.1.2 Modellbildung

Die Modellkurven für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wurden mit den Messkurven verglichen und die Modellparameter ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 , ψ_4 und ψ_5 in Abhängigkeit von den variablen Einflussgrößen Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s und Betondeckung c/\varnothing_s mittels nichtlinearer Regression bestimmt. Zur Schätzung der Modellparameter wurde die *Methode der kleinsten Quadrate* (engl. *Method of Least Squares*) verwendet. Dabei wurden die zu schätzenden Modellparameter so bestimmt, dass die *mittlere residuale Abweichung RMSE* (engl. *Root Mean Square Error*), d. h. die Wurzel der mittleren quadrierten Abweichungen zwischen den beobachteten Werten y_i (gemessene Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung) und den geschätzten Werten \hat{y}_i (modellierte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung), minimal wurde [Backhaus et al. 2015]:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2} \rightarrow \min! \quad (4.11)$$

Da es sich um ein intrinsisch nichtlineares Regressionsmodell handelt, besitzt das Gleichungssystem keine explizite Lösung, die geschlossen durch Differentialrechnung bestimmt werden kann [Backhaus et al. 2015]. Vielmehr müssen die Schätzwerte numerisch durch Minimierung des *RMSE* iterativ ermittelt werden. Zur Lösung des Minimierungsproblems wurde der *SLSQP-Solver* (*Sequential Least Squares Programming*) eingesetzt [Kraft 1988]. Um sicherzustellen, dass bei der Minimierung das globale und nicht ein lokales Minimum ermittelt wird, wurde die *Basin-Hopping-Methode* angewendet. Basin-Hopping ist ein zweistufiges Verfahren, das in jedem Schritt einen globalen stochastischen Schrittalgorithmus mit einer lokalen Minimierung kombiniert [Olson et al. 2012]. Die lokalen Minima werden verglichen und das globale Minimum bestimmt.

Abbildung 4.2 zeigt anhand der Versuche ZDK-1 und KPOT-1/3 exemplarisch die Vorgehensweise bei der Modellbildung und stellt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen des Verbundmodells den gemessenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen gegenüber. Der aufsteigende Ast (Hüllkurve 1) wurde mittels multivariater Kurvenanpassung an den Dehnkörperversuchen (Abschn. 3.3) kalibriert. Der absteigende Ast (Hüllkurve 2) konnte in den Dehnkörperversuchen nicht vollständig abgebildet werden und wurde aus den konsolenförmigen Ausziehversuchen (Abschn. 3.5) ermittelt.

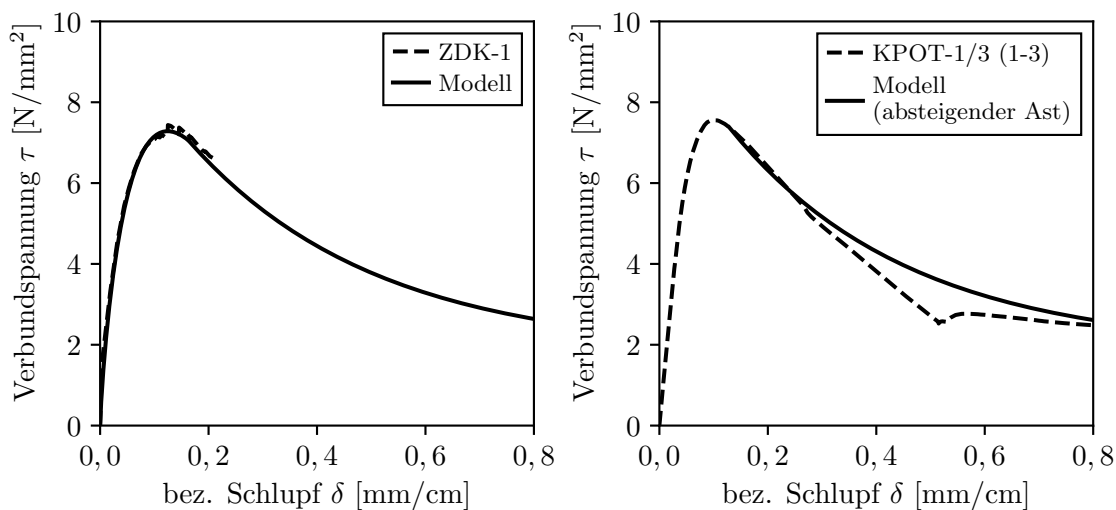


Abbildung 4.2: Beispielhafte Gegenüberstellung von Verbundmodell und gemessener Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Dehnkörperversuch ZDK-1 (links) und konsolenförmigen Ausziehversuchen KPOT-1/3 (1-3) (rechts)

4.1.3 Einflussparameter

Im Folgenden wird die Berücksichtigung wesentlicher Einflussparameter und deren Integration in das Verbundmodell beschrieben. Darüber hinaus können weitere Einflussparameter integriert werden, die in den experimentellen Untersuchungen nicht berücksichtigt wurden.

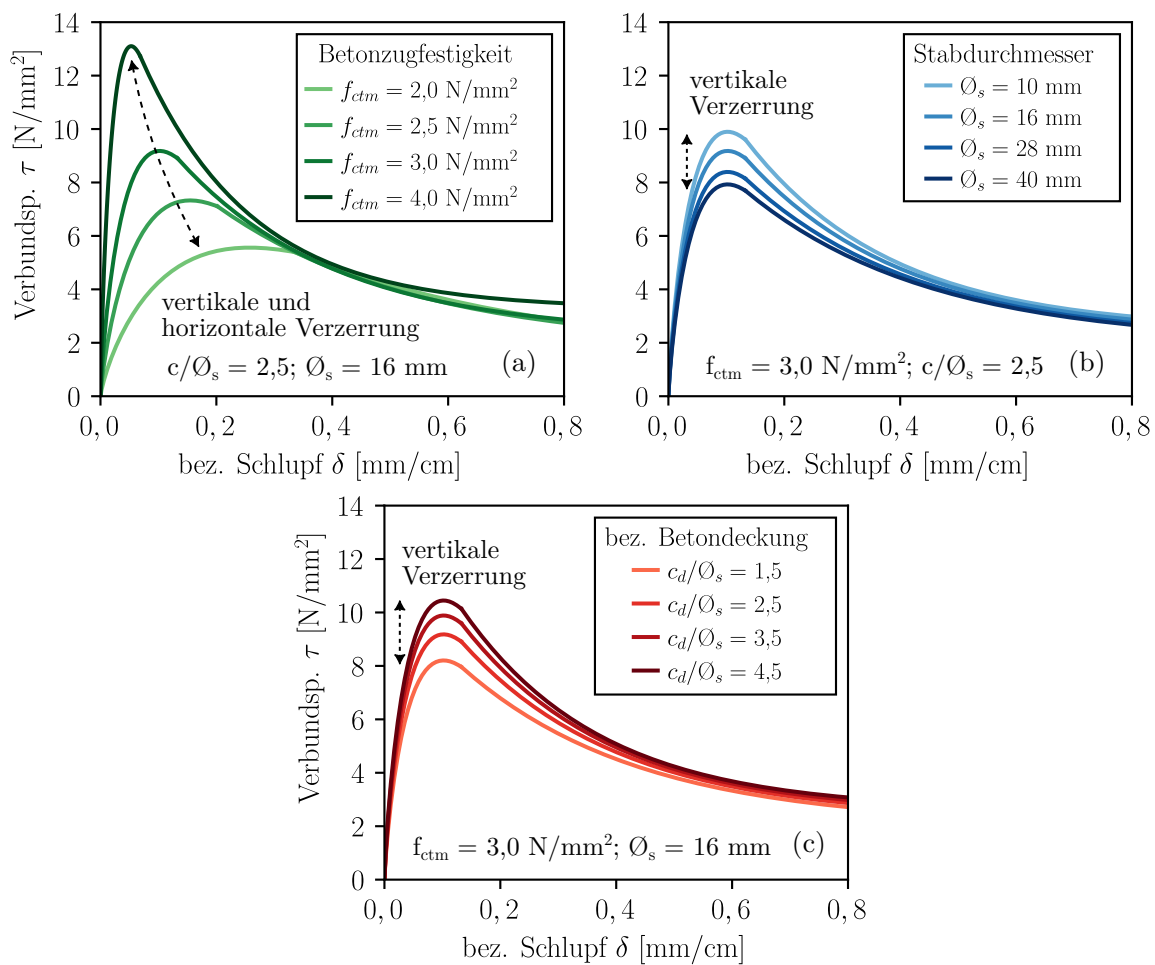


Abbildung 4.3: Maßgebende Einflussparameter auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Betonzugfestigkeit Die Betonzugfestigkeit ist eine maßgebende Einflussgröße für das Verbundtragverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung bei Spaltversagen. Längs- oder Spaltrisse entstehen, wenn die aus den übertragenen Verbundkräften resultierenden Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit übersteigen. Aus der Literatur und eigenen Untersuchungen ist bekannt, dass die Betonzugfestigkeit im Vergleich zur Betondruckfestigkeit eine wesentlich genauere Prognose des Verbundverhaltens erlaubt. Die Betonzugfestigkeit als Einflussparameter verzerrt die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in vertikaler und horizontaler Richtung (siehe Abb. 4.3 (a)). Sie beeinflusst sowohl die maximale Verbundspannung als auch die Verbundsteifigkeit.

Stabdurchmesser In der Literatur finden sich widersprüchliche Aussagen zum Einfluss des Stabdurchmessers. Während einige Autoren in ihren Untersuchungen keinen Einfluss feststellen konnten, berichten viele Autoren [z. B. Tepfers 1973; Martin u. Noakowski 1981; Eligehausen et al. 1983; Ichinose et al. 2004; Bamonte u. Gambarova 2007; Metelli u. Plizzari 2014] von einer Verschlechterung der Verbundfestigkeit mit größeren Stabdurchmessern (siehe Abschn. 2.2.3 „Stabdurchmesser“). Ein solches Verhalten wurde auch in den experimentellen Untersuchungen dieser Arbeit beobachtet. Die

Darstellung des Schlupfes als Funktion des Stabdurchmessers ermöglicht es, die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei Änderung des Stabdurchmessers nur in vertikaler Richtung zu verzerren und die Änderung der Verbundsteifigkeit implizit zu berücksichtigen (Abb. 4.3 (b)).

Rippengeometrie Bei den konsolenförmigen Ausziehversuchen mit Spaltversagen konnten weder für die maximale Verbundfestigkeit noch für die Verbundsteifigkeit relevante Unterschiede zwischen den Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Rippengeometrie festgestellt werden (Abschn. 3.5.6 „Rippengeometrie“). Zudem war die Streuung der Ergebnisse sehr gering. Dieses Verbundverhalten zeigte sich auch bei Variation der Betonfestigkeitsklasse und der Betondeckung und war weitgehend unabhängig von anderen Verbundparametern. Für das Ausziehversagen wurde dagegen ein großer Einfluss der Rippengeometrie festgestellt. Es ist daher sehr genau zu unterscheiden, welche Versagensart betrachtet wird. Die Rippengeometrie wird im Verbundmodell für das Spaltversagen nicht als eigenständiger Parameter berücksichtigt.

Betondeckung Eine größere Betondeckung und Stababstand führen dazu, dass größere Ringzugspannungen und damit größere Verbundspannungen in den Beton übertragen werden können, bevor es zum Spaltversagen kommt. Im Modell wird die Betondeckung auf den Durchmesser des Bewehrungsstabes c/\varnothing_s bezogen. Eine größere bezogene Betondeckung führt zu einer vertikalen Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (Abb. 4.3 (c)).

Querbewehrung Über den tatsächlichen Einfluss der Querbewehrung auf das Verbundverhalten der Längsbewehrung finden sich in der Literatur für verschiedene Verbundversuche sehr unterschiedliche Aussagen. Eine positive Wirkung der Querbewehrung wird in der Literatur meist mit der umschnürenden Wirkung des Kernbetons bzw. der Längsbewehrung begründet. Zusätzlich soll die Querbewehrung Längs- bzw. Spaltrisse überbrücken, so dass diese in ihrer Rissbreite begrenzt werden. Die Quer- bzw. Bügelbewehrung stellt jedoch auch eine lokale Störstelle für den Zugspannungsverlauf im Betongefüge dar. So ist bekannt, dass bei Biegebauteilen Risse häufig im Bereich der Bügelbewehrung auftreten [z. B. Kreller 1989; Burkhardt 2000; Scheibe et al. 2014]. Bei Dehnkörperversuchen und Balkenversuchen traten Trennrisse ebenfalls meist im Bereich der Querbewehrung auf (vgl. Abschn. 2.2.5 „Querbewehrung“). In eigenen Untersuchungen an Dehnkörpern konnte kein reproduzierbarer Einfluss der Querbewehrung auf das Verbundverhalten von gerippten Bewehrungsstäben festgestellt werden. Die Streuung der Messergebnisse war aufgrund der verstärkten Rissbildung sehr groß. In dem aus den experimentellen Untersuchungen an zentrisch belasteten Dehnkörperversuchen abgeleiteten Verbundmodell wird die Querbewehrung daher nicht als eigenständiger Parameter berücksichtigt. Bei biegebeanspruchten Bauteilen wurde in der Literatur dagegen sehr wohl beobachtet, dass sich die Bügelbewehrung günstig auf die Verbundtragwirkung auswirken kann (siehe Abschn. 2.2.5 „Querbewehrung“). Um diese günstigen Effekte zu berücksichtigen, ist eine Modellanpassung an weitere experimentelle Untersuchungen oder an Versuchsdaten aus der Literatur erforderlich (vgl. Kapitel 6).

Verbundbedingungen Mäßige Verbundbedingungen entstehen in der oberen Bewehrungslage durch die Bildung von Hohlräumen und Poren unter den horizontalen Bewehrungsstäben infolge von Sedimentation beim Verdichten des Betons. In einer Parameterstudie an Dehnkörperversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen wurde bei gleicher Betonfestigkeit kein signifikanter Einfluss dieser Fehlstellen auf die Verbundtragfähigkeit bei Spaltversagen festgestellt. Durch die Sedimentation des Frischbetons steigt auch der w/z -Wert in den oberen Bauteilschichten an. Neben den sedimentationsbedingten Fehlstellen nimmt dadurch die Betonfestigkeit ab. In den Parameterstudien wurde die Untersuchung der sedimentationsbedingten Fehlstellen bewusst von der Betonfestigkeit entkoppelt. Die Betonfestigkeit bzw. Betonzugfestigkeit geht als eigenständiger Parameter in das Verbundmodell ein. Eine einfache Modellanpassung an experimentelle Daten aus der Literatur, die den Einfluss der Lage über dem Schalungsboden und die daraus resultierende Abnahme der Betonfestigkeit beschreiben, ist ohne weiteres möglich (vgl. Abschn. 5.3.5).

Weitere Einflussparameter Im Rahmen der Untersuchungen an konsolenförmigen Ausziehversuchen wurde die Orientierung der Bewehrungsstäbe zur Betondeckung untersucht. Dabei wurden die Rippen von zweireihigen Bewehrungsstäben einmal zur Betondeckung (Staborientierung 0°) und einmal quer zur Betondeckung (Staborientierung 90°) ausgerichtet. Das Verbundverhalten wurde durch die Orientierung des Stabes nicht wesentlich beeinflusst. Die Staborientierung wird im Verbundmodell nicht als Parameter berücksichtigt.

Die Einflussparameter Querdruck und Querkzug wurden in den experimentellen Untersuchungen nicht behandelt. Aus der Literatur ist bekannt, dass eine Querdruck- oder Querkzugbeanspruchung die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung vertikal verzerrt (siehe Abschn. 2.2.6 „Querdruck“ und Abschn. 2.2.6 „Querkzug“). Eine Modellanpassung an experimentelle Daten aus der Literatur, die den Einfluss von Querdruck und Querkzug beschreiben, ist möglich.

Werden mehrere Stäbe nebeneinander im Verbund verankert, so ist im Modell anstelle der Betondeckung c der kleinste Wert der Betondeckung in vertikaler und horizontaler Richtung (c_x bzw. c_y) und der halbe Stababstand $c_s/2$ als Nennwert der Betondeckung c_d einzusetzen, wie in fib Model Code 2010 vorgeschlagen. Eigene experimentelle Untersuchungen hierzu wurden nicht durchgeführt.

Für spezielle Anwendungsfälle wie Ermüdung, Dauerstandsfestigkeit, Kriechen und Schwinden, außergewöhnliche Einwirkungen aus Temperatur, Brand und Anpralllast bzw. Belastungsgeschwindigkeit wird auf die vorhandenen Modelle der Literatur verwiesen [z. B. Sippel 2003; fib Model Code 2010]. Eine Anpassung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist möglich, erfordert aber eine eingehende Validierung.

4.1.4 Lokales Verbundverhalten

Primärrisse wirken als Störzone bei der Verbundübertragung und führen dazu, dass in Rissnähe nur eine reduzierte Verbundübertragung möglich ist. In der Literatur wird dies häufig als lokales

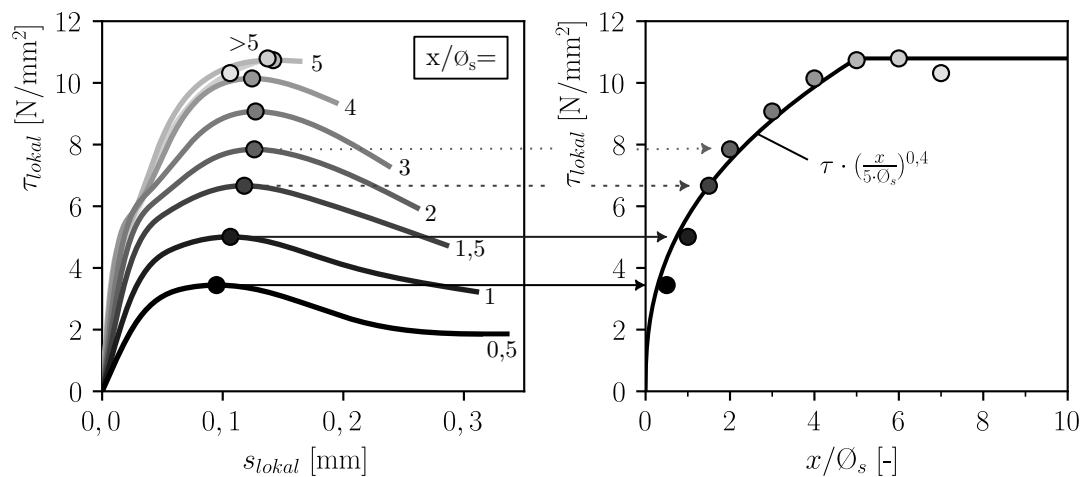


Abbildung 4.4: Lokales Verbundverhalten und Abminderung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für unterschiedliche Abstände x/\varnothing_s zum Riss

Verbundverhalten bezeichnet (siehe Abschn. 2.2.7). Mechanisch ist dies vor allem auf den Störeinfluss von Querrissen durch steilere Lasttrajektorien sowie auf einen partiellen Betonausbruch zurückzuführen, da sich innere Risse zum Primärriss hin ausbreiten.

Durch die kontinuierliche Erfassung der Dehnungsänderung entlang des im Beton eingebetteten Stabes kann mittels faseroptischer Dehnungsmessung das lokale Verbundverhalten sehr genau erfasst werden. Aus den experimentellen Untersuchungen an Dehnkörperversuchen wurde ein Abminderungsfaktor λ_{lokal} ermittelt, der die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung entsprechend den lokalen Einflüssen verzerrt. Dazu wurden die Verbundmaxima entlang der lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für jeden Ort entlang des Stabes über den Abstand vom Riss x bezogen auf den Stabdurchmesser (x/\varnothing_s) aufgetragen (Abb. 4.4). Durch Regressionsanalyse wurde der lokale Einfluss für jeden Versuch mathematisch beschrieben und daraus ein Abminderungsfaktor λ_{lokal} ermittelt:

$$\tau_{\text{lokal}}(\delta) = \lambda_{\text{lokal}} \cdot \tau(\delta) \quad (4.12)$$

$$\lambda_{\text{lokal}} = \left(\frac{x}{5 \cdot \varnothing_s} \right)^{0,4} \leq 1 \quad (4.13)$$

Das lokale Verbundverhalten unterliegt gewissen Streuungen, verhielt sich aber in allen Versuchen grundsätzlich ähnlich. Wesentliche Einflüsse und Abhängigkeiten von verschiedenen Einflussparametern (z.B. Betonzugfestigkeit, Stabdurchmesser und Betondeckung) konnten nicht festgestellt werden. In Abbildung 4.5 (a-c) ist das gemessene lokale Verbundverhalten verschiedener Parameterstudien dem ermittelten Modell gegenübergestellt. Dabei wird die Abminderung des lokalen Verbundverhaltens parameterunabhängig zutreffend beschrieben. Abbildung 4.5 (d) zeigt die prinzipielle Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch den Abminderungsfaktor λ_{lokal} .

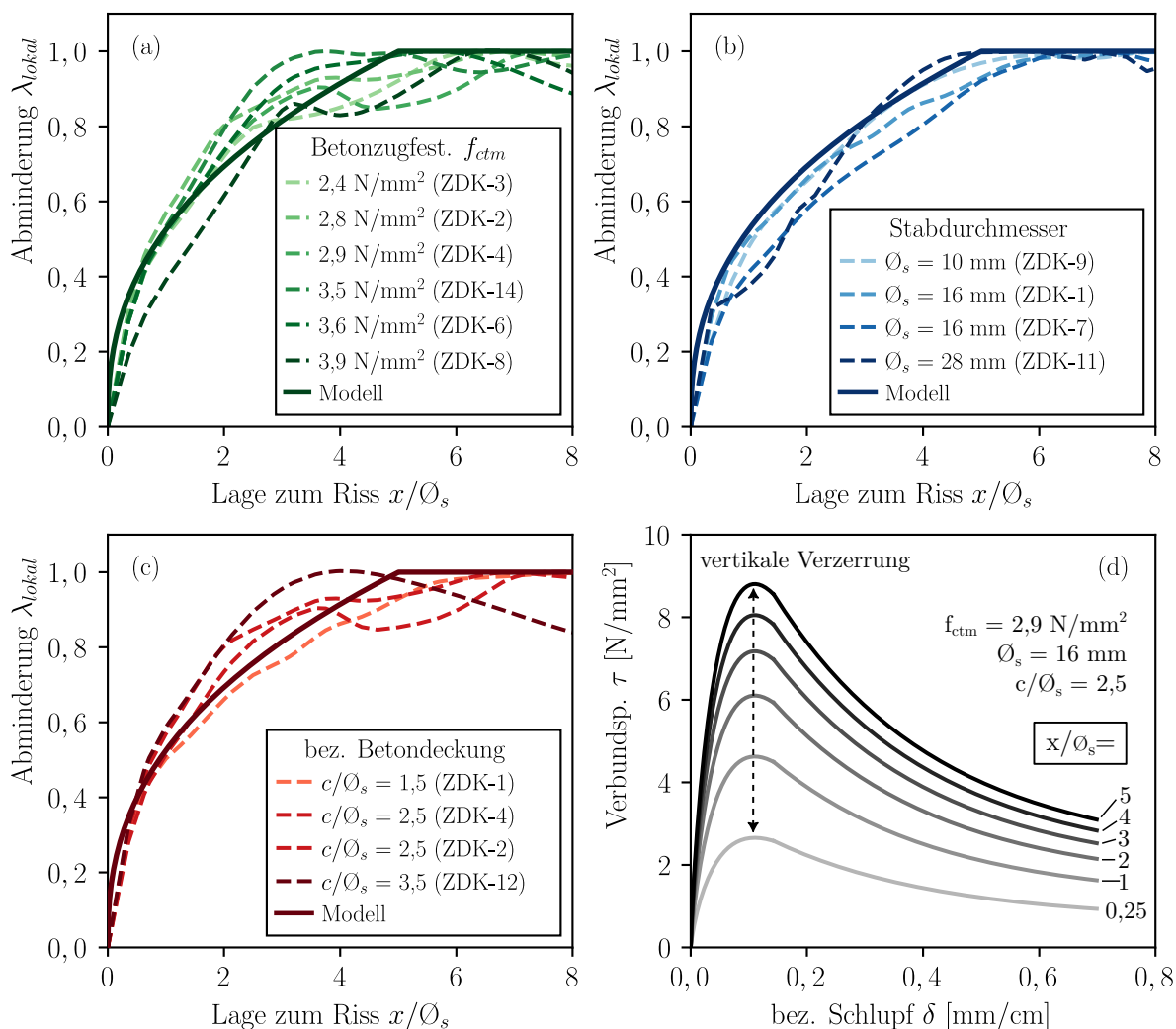


Abbildung 4.5: (a) bis (c) lokales Verbundverhalten – Messung und Modell; (d) örtliche Abminderung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch λ_{lokal}

4.2 Validierung

Zur Einordnung des Verbundmodells wird dieses mit bestehenden Verbundmodellen aus der Literatur verglichen. Zur weiteren Überprüfung werden die eigenen experimentellen Untersuchungen aus Kapitel 3 mit dem Verbundmodell nachgerechnet. In einem dritten Schritt der Validierung werden gut dokumentierte experimentelle Untersuchungen aus der Literatur mit dem Verbundmodell nachvollzogen. Dabei wird die Methode der schrittweisen numerischen Integration angewendet (vgl. Abschn. 2.4.2).

4.2.1 Vergleich mit bestehenden Verbundmodellen

In Abbildung 4.6 wird das entwickelte Verbundmodell mit verschiedenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für Spaltversagen aus der Literatur verglichen. Bei einem Beton der Festigkeitsklasse

C30/37, einem Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$, einem Nennwert der bezogenen Betondeckung von $c_d/\varnothing_s = 1,5$, Querbewehrung und guten Verbundbedingungen ähnelt der aufsteigende Ast den Modellen von Kreller, Coccia et al. und Lin et al. [Kreller 1989; Coccia et al. 2015; Lin et al. 2019] (Abb. 4.6 (a)). Das Verbundspannungsmaximum entspricht dem des Modells von Coccia et al. Allerdings ist der Nachbruchbereich im Modell von Coccia et al. deutlich steiler.

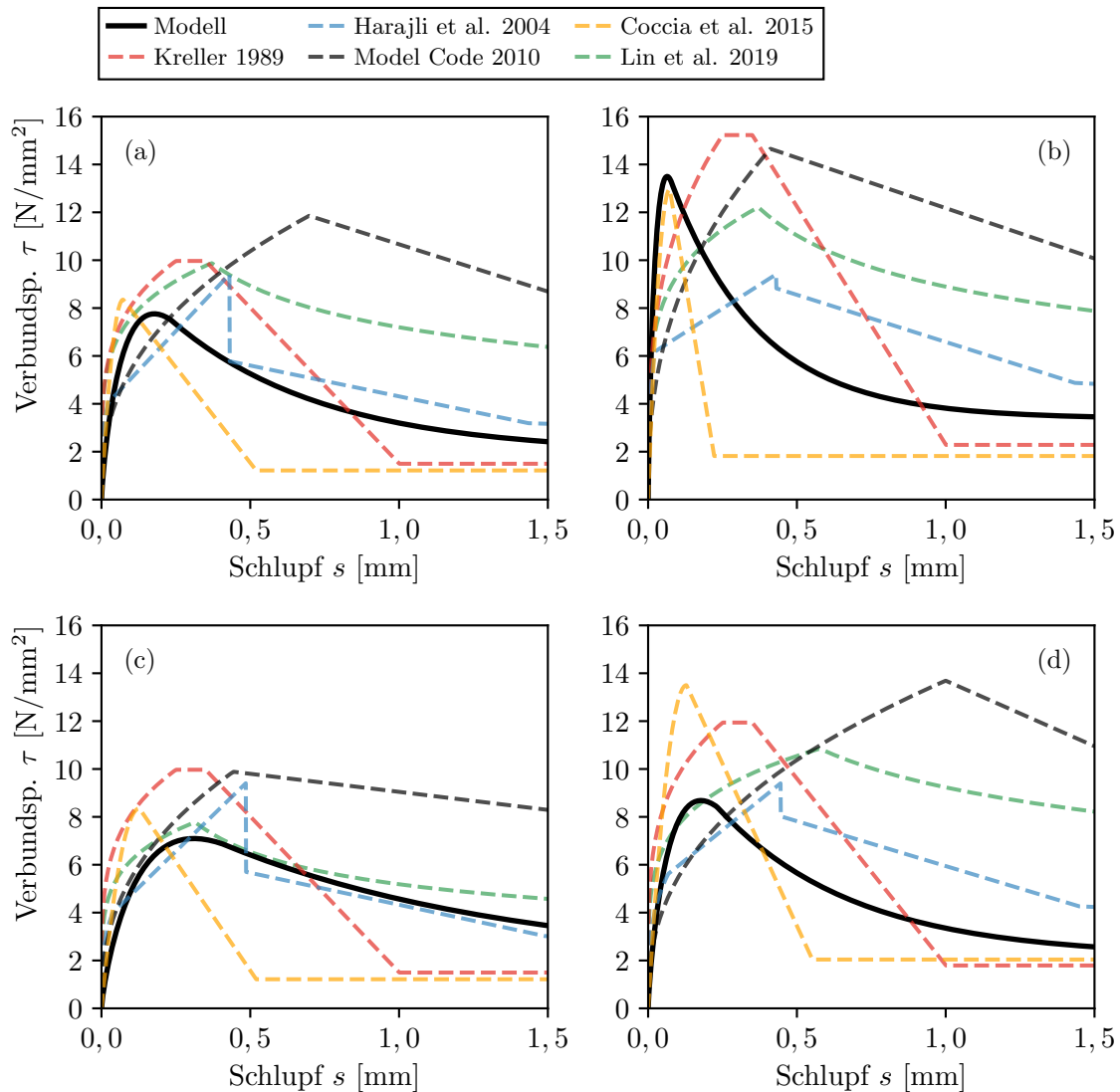


Abbildung 4.6: (a) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mit Beton C30/37, $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$, $c_d/\varnothing_s = 1,5$, (b) Beton C70/80, $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$, $c_d/\varnothing_s = 1,5$, (c) Beton C30/37, $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$, $c_d/\varnothing_s = 1,5$ und (d) Beton C30/37, $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$, $c_d/\varnothing_s = 2,5$; entwickeltes Verbundmodell und Modelle nach [Kreller 1989; Harajli et al. 2004; fib Model Code 2010; Coccia et al. 2015; Lin et al. 2019]

Für einen Beton der Festigkeitsklasse C70/80 sind der aufsteigende Ast und das Verbundspannungsmaximum des entwickelten Verbundmodells ebenfalls ähnlich dem Modell von Coccia et al. Auch das deutlich sprödere Tragverhalten hochfester Betone wird nur im Modell von Coccia et al. berücksichtigt (Abb. 4.6 (b)). Für einen Bewehrungsstab mit dem Durchmesser $\varnothing_s = 28 \text{ mm}$ ergeben die aus der Literatur entnommenen Modelle die identischen Verbundspannungs-Schlupf-

Beziehungen wie für einen Bewehrungsstab mit dem Durchmesser $\varnothing_s = 16$ mm (Abb. 4.6 (c)). Lediglich das Modell von Kreller weist für größere Bewehrungsdurchmesser ein etwas geringeres Verbundspannungsmaximum auf. Die mit zunehmendem Bewehrungsdurchmesser abnehmende Verbundsteifigkeit wird in keinem der Verbundmodelle aus der Literatur berücksichtigt. Eine Betondeckung von $c_d/\varnothing_s = 2,5$ führt in den Modellen aus der Literatur im Vergleich zum eigenen Verbundmodell zu einem überproportionalen Anstieg des Verbundspannungsmaximums (Abb. 4.6 (d)). Im aus den eigenen Verbundversuchen abgeleiteten Modell ist der Einfluss der Betondeckung deutlich reduziert.

Die Darstellung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung verdeutlicht die Unterschiede in der Berücksichtigung der einzelnen Einflussparameter. Sie lässt jedoch keine Rückschlüsse auf die Gültigkeit der einzelnen Modelle zu.

4.2.2 Nachrechnung der experimentellen Untersuchungen

Zentrische Dehnkörperversuche

Zur Überprüfung des Verbundmodells wurden die zentrischen Dehnkörperversuche aus Abschnitt 3.3 nachgerechnet. Dabei wurde die Methode der schrittweisen numerischen Integration angewandt. Das Verfahren ist in Abschnitt 2.4.2 beschrieben. Als Stützweite für die Berechnung wurde 1 mm gewählt. Die Stützweite ist konvergent, d.h. eine feinere Diskretisierung führte zu keinem veränderten Berechnungsergebnis.

Die Berechnung erfolgte vom belasteten Stabende bis zur Prüfkörpermitte. Startwert der Berechnung waren die gemessenen Stahldehnungen an den jeweiligen Stabenden. Abbruchkriterium war ein Schlupf von Null. Die Betondehnungen wurden als inverse Verteilung der Stahldehnungen in idealisierter Form angenommen. Das Prinzip ist in Abschnitt 3.3.5 erläutert. Da das Rissverhalten im Lasteinleitungsbereich bei größeren Laststufen stark streute, wurden die Modellkurven horizontal so verschoben, dass sie die Messkurve bei halber Dehnung schneiden. Dadurch ergeben sich bei größeren Laststufen Bereiche am belasteten Stabende, in denen die Verbundspannung bereits vor dem Ende des Betonkörpers auf Null abfällt. Dies wurde auch bei den experimentellen Untersuchungen beobachtet und ist vermutlich auf einen beginnenden Betonausbruch zurückzuführen.

In Abbildung 4.7 sind die gemessenen Verläufe der Stahldehnung ε_s und die daraus abgeleiteten Verläufe der Verbundspannung τ und des Schlupfes s aus dem Dehnkörperversuch ZDK-1 (Stab 1) den Berechnungen gegenübergestellt. Die Nachrechnung des Versuchs zeigt eine sehr gute Übereinstimmung mit den gemessenen Verläufen. Das Bestimmtheitsmaß R^2 des berechneten Dehnungsverlaufs bezogen auf den gemessenen Dehnungsverlauf liegt bei 99,16 %. Die vollständigen Berechnungsergebnisse aller Versuche sind in Anhang B dargestellt und weisen im Mittel ebenfalls ein Bestimmtheitsmaß R^2 von über 99 % auf. Die gute Übereinstimmung zwischen den Versuchen und den Berechnungen ist zu erwarten, da das Verbundmodell direkt aus den Dehnkörperversuchen

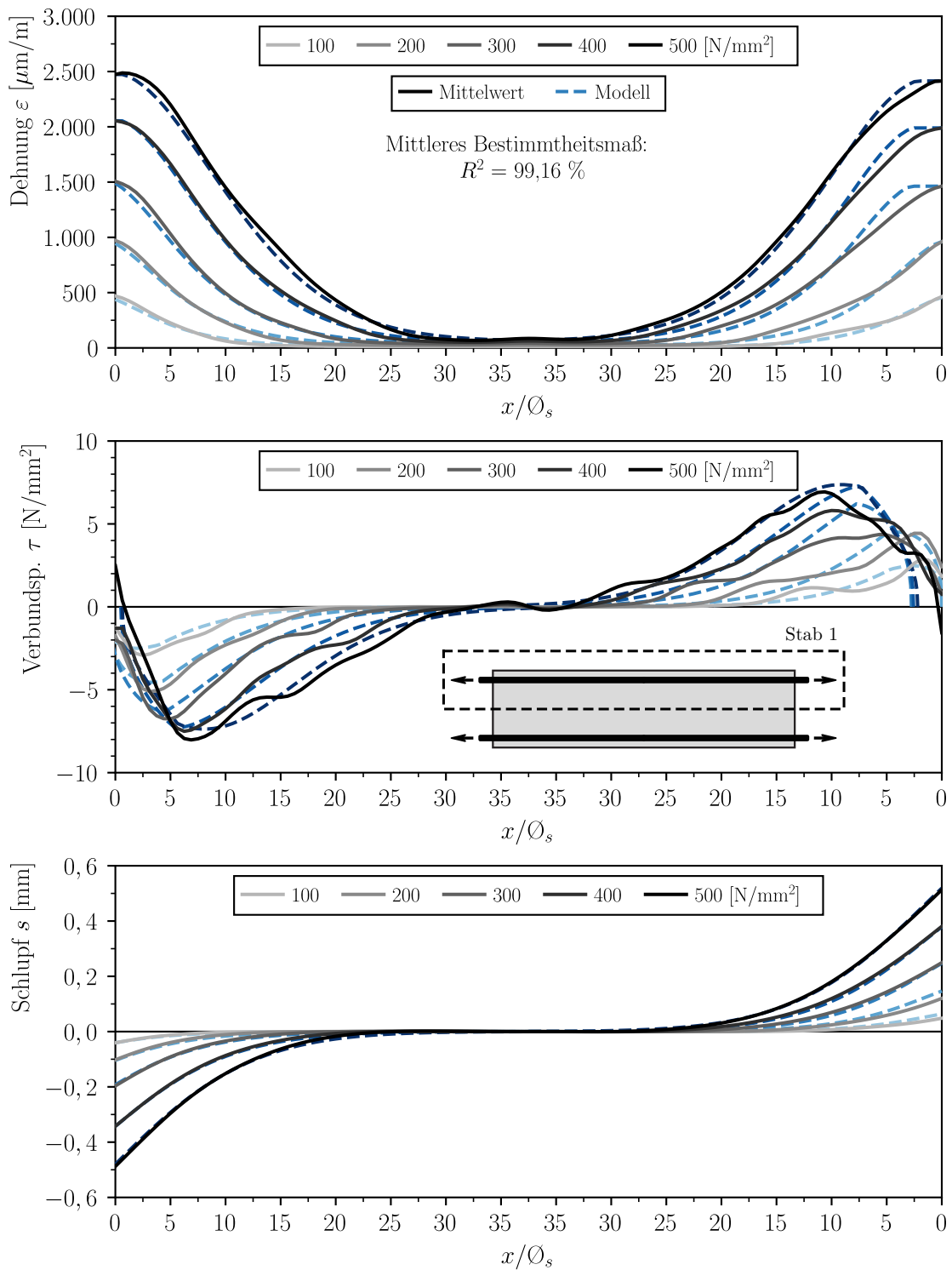


Abbildung 4.7: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s des Versuchs ZDK-1

abgeleitet wurde. Die sehr gute Übereinstimmung deutet jedoch auf eine valide Kalibrierung des Modells hin.

Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben

Zur weiteren Überprüfung des Verbundmodells wurden die Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben aus Abschnitt 3.4 nachgerechnet. Dabei wurde die Methode der schrittweisen numerischen Integration angewendet (vgl. Abschn. 2.4.2) und der Schlupf am belasteten Stabende in mehreren Rechenschritten $\Delta s_{u,i}$ iterativ bis zum Maximalwert der berechneten Kraftübertragung erhöht. Der Ablauf der Berechnung ist in Abbildung 4.8 (d) dargestellt.

Die numerische Integration erfolgte vom unbelasteten Stabende zum belasteten Stabende. Als Stützweite für die Berechnung wurde 1 mm gewählt. Die Stützweite ist konvergent, d.h. eine feinere

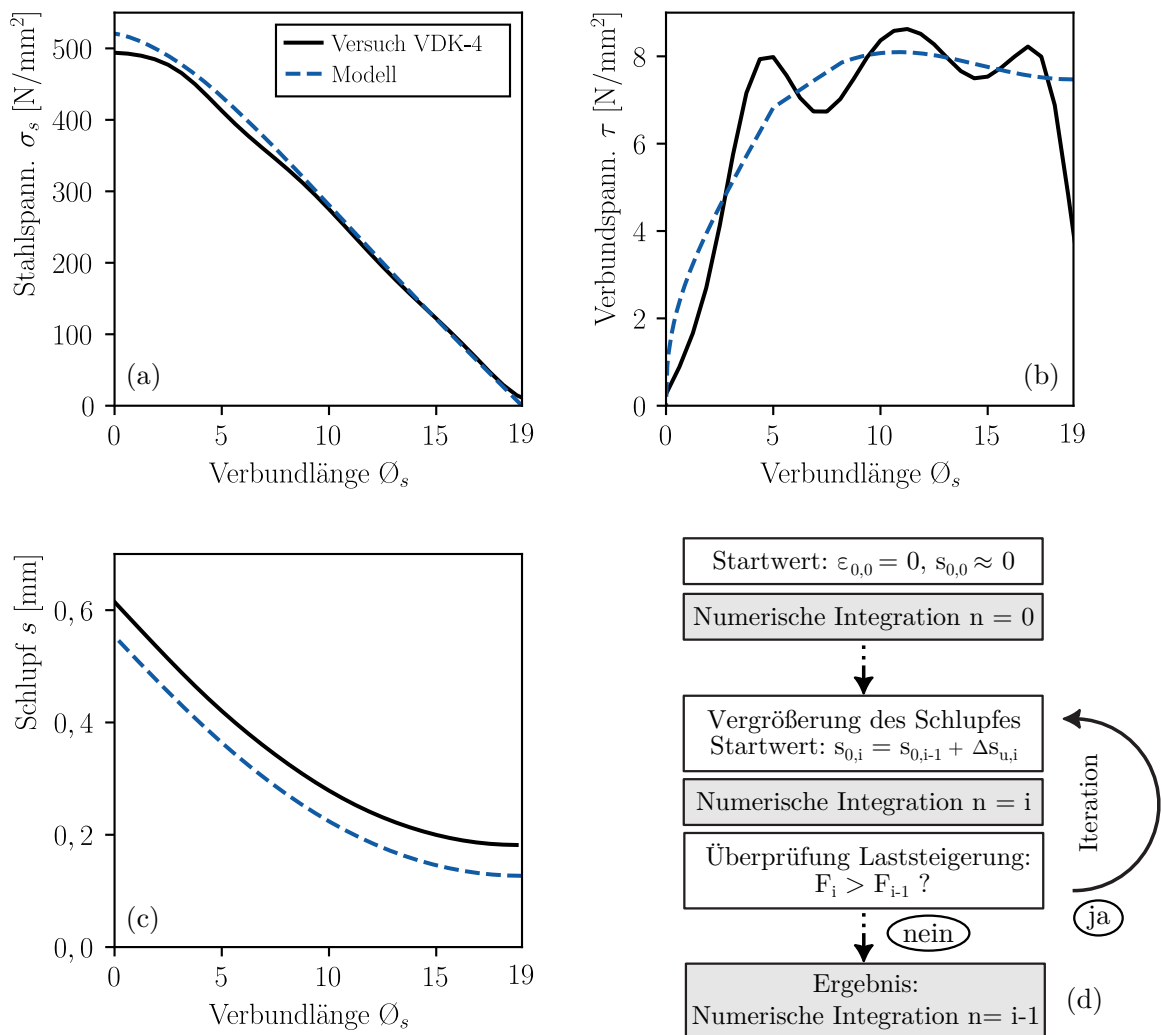


Abbildung 4.8: (a-c) Gemessene und berechnete Verläufe von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ und Schlupf s unmittelbar vor dem Verbundversagen des Versuchs VDK-4 und (d) Ablauf der Berechnung

Diskretisierung führt zu keiner nennenswerten Änderung des Berechnungsergebnisses. Als Startwert wurde eine Stahldehnung $\varepsilon_{0,0} = 0$ und ein Schlupf $s_{0,0} \approx 0$ ($s_{0,0} = 10^{-5}$ mm) am unbelasteten Stabende gewählt. In einer Iterationsschleife wurde der Schlupf am unbelasteten Stabende schrittweise mit einer minimalen Schrittweite von $x_i = 10^{-5}$ mm erhöht, bis ein Maximalwert der übertragenen Verbundkräfte erreicht wurde. Dieses Verhalten entspricht den mechanischen Prinzipien der Verbundübertragung: Mit zunehmender Belastung verschiebt sich der Stab gegen den Betonkörper, wodurch größere Verbundkräfte übertragen werden können, bis die maximale Verbundkraft erreicht ist und das Verbundversagen eintritt.

In Abbildung 4.8 (a-c) sind die gemessenen und berechneten Verläufe der Stahlspannung σ_s , der Verbundspannung τ und des Schlupfes s unmittelbar vor dem Verbundversagen aus dem Versuch VDK-4 dargestellt. Die gemessenen und berechneten Verläufe zeigen eine gute Übereinstimmung. Lediglich beim Schlupf führt die Berechnung zu etwas geringeren Werten, wobei anzumerken ist, dass die indirekte Messung des Schlupfes am unbelasteten Stabende in den Versuchen nicht frei von Fehlereinflüssen ist (vgl. Abschn. 3.4). Für den Versuch VDK-4 wurde eine maximale Stahlspannung von $\sigma_{s,calc} = 515,2 \text{ N/mm}^2$ berechnet. Gemessen wurde eine maximale Stahlspannung von $\sigma_{s,exp} = 500,4 \text{ N/mm}^2$. Dies entspricht einem Verhältnis von $\eta = \sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc} = 0,97$. Die Berechnungsergebnisse aller Versuche mit einer Verbundlänge von $l_b = 19 \varnothing_s$, bei denen ein Verbundversagen auftrat, sind in Tabelle 4.1 dargestellt. Die Berechnungsergebnisse zeigen ebenfalls eine gute Übereinstimmung. Die vollständigen Berechnungsergebnisse und Ergebnisgrafiken aller Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben sind in Anhang B.

Tabelle 4.1: Materialkennwerte des Betons der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben

Versuche	gemessene max.	berechnete max.	Rechen-
	Stahlsp. $\sigma_{s,exp}$	Stahlsp. $\sigma_{s,calc}$	genauigkeit η
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
VDK-4	500,9	515,2	0,97
VDK-8	439,4	438,2	1,00
VDK-12	525,2	486,0	1,08

4.2.3 Nachrechnung von Versuchen aus der Literatur

Zur weiteren Validierung des Modells werden verschiedene Verbundversuche aus der Literatur nachgerechnet. Hierfür eignen sich insbesondere die Untersuchungen von CROPPI ET AL. sowie HEGGER UND CAMPS, da die Dehnungen des Stahls ebenfalls mit quasikontinuierlicher faseroptischer Dehnungsmessung gemessen wurden [Croppi et al. 2022; Hegger et al. 2022]. Zusätzlich werden Übergreifungsstoßversuche von HEGGER, EMPELMANN, SCHNELL UND SCHOENING herangezogen und mit dem Modell nachgerechnet [Hegger et al. 2018].

Croppi et al. 2022

CROPPI ET AL. untersuchten in Dehnkörperversuchen nachträglich vergossene Übergreifungsstöße. Als Referenz für die Untersuchungen diente ein in Ortbeton ausgeführter Übergreifungsstoß. Dieser wurde zur Überprüfung des Verbundmodells nachgerechnet. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.9 dargestellt. In Tabelle 4.2 sind die Parameterkonfiguration des Versuchs und die experimentell ermittelten maximalen Kräfte der Stabpaare 1 und 2 aufgeführt. Die Betonzugfestigkeit wurde aus der angegebenen Spaltzugkraft berechnet. Zur Berechnung des Übergreifungsstoßes wurde die Methode der schrittweisen numerischen Integration verwendet und der Schlupf am belasteten Stabende in mehreren Rechenschritten iterativ bis zum Maximalwert der berechneten Kraftübertragung erhöht (vgl. Abschn. 4.2.2 „Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben“). Die gemessenen Kräfte F_{exp} und mit dem Verbundmodell berechneten Kräfte F_{calc} zeigen eine grundsätzlich sehr gute Übereinstimmung ($\eta_1 = 0,98$ und $\eta_2 = 1,03$, mit $\eta_{\text{exp}} = F_{\text{exp}}/F_{\text{calc}}$).

Die kontinuierliche Dehnungs- und Verbundspannungsverteilung wurde in den Versuchen am Stabpaar 1 mit faseroptischer Dehnungsmessung gemessen und im Aufsatz von CROPPI ET AL. für eine Stahlzugkraft von ca. $F_{\text{exp}} = 80 \text{ kN}$ dargestellt. Die Messdaten wurden aus [Croppi et al. 2022] entnommen und in Abbildung 4.9 den Berechnungen gegenübergestellt. Die berechneten und gemessenen Verläufe zeigen ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung.

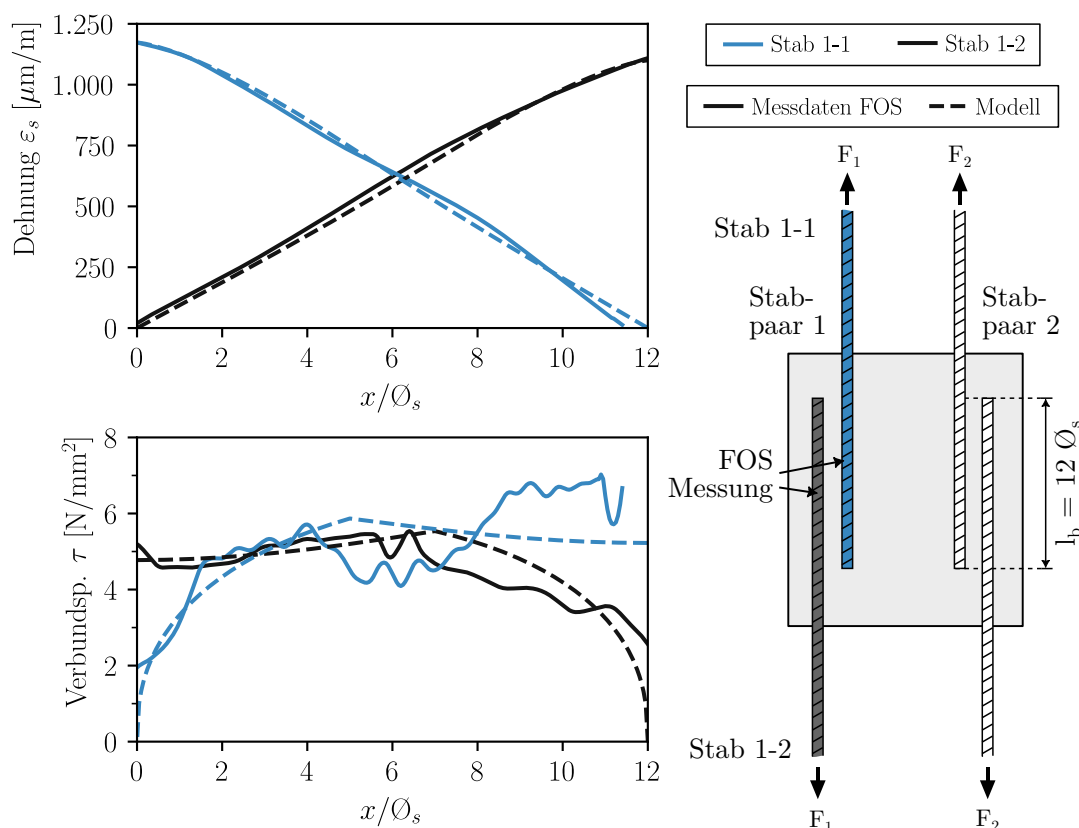


Abbildung 4.9: Gemessene und berechnete Verläufe von Stahldehnung ε_s und Verbundspannung τ ; Messdaten aus [Croppi et al. 2022]

Tabelle 4.2: Ergebnisse aus [Croppi et al. 2022] und Nachrechnung des Übergreifungsstoßversuchs

Verbundlänge l_b	Stabdurchm. \varnothing_s	Betonzugfest. f_{ctm}	bez. Betondeckung c_d/\varnothing_s	Kraft $F_{exp,1}$	Kraft $F_{exp,2}$	Kraft F_{calc}	$\eta_{exp,1}$	$\eta_{exp,2}$
$[\varnothing_s]$	[mm]	[N/mm ²]	[mm/mm]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[-]
12	20	2,41	2	82,6	86,1	83,9	0,98	1,03

Hegger et al. 2022

Ein Teil der experimentellen Untersuchungen, die als Grundlage für das Verbundmodell dienten, wurde im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsprojektes mit der RWTH Aachen University (RWTH) durchgeführt [Hegger et al. 2022]. Während am Lehrstuhl für Massivbau der Technischen Universität München (TUM) grundlegende Untersuchungen zum Verbundverhalten von gerippten Betonstählen mit faseroptisch instrumentierten Dehnkörperversuchen durchgeführt wurden, standen an der RWTH Balkenversuche mit Übergreifungsstößen und Endverankerungen im Vordergrund. Dabei wurde ebenfalls die quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung eingesetzt, um die Dehnungsänderung an einzelnen übergreifenden oder verankerten Stäbe zu messen. Da für die Versuche an beiden Instituten die gleichen Materialien verwendet wurden – der Stahl stammte aus der exakt gleichen Materialcharge und es wurde eine einheitliche Rezeptur für einen Beton der Festigkeitsklasse C30/37 mit einem Zement CEM I 52,5 R von Dyckerhoff verwendet – eignen sich die Versuche der RWTH besonders gut zur Validierung des Verbundmodells. Bei den dazu verwendeten Versuchen handelt es sich um Voll- und Teilstöße mit Bewehrungsstäben vom Durchmesser $\varnothing_s = 10$ bis 28 mm und einer Verbundlänge von $l_b = 20 \varnothing_s$ bzw. $l_b = 25 \varnothing_s$. Tabelle 4.3 zeigt die Versuchskonfiguration der Übergreifungsstoßversuche. In Abbildung 4.10 sind die gemessenen Dehnungsverläufe der Versuche B4 und B5 den mit dem Verbundmodell berechneten Verläufen gegenübergestellt.

Für die Berechnung wurde wie zuvor beschrieben die Methode der schrittweisen numerischen Integration verwendet und der Schlupf am belasteten Stabende in mehreren Rechenschritten iterativ bis zum Maximalwert der berechneten Kraftübertragung erhöht (vgl. Abschn. 4.2.2 „Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben“). Entlang der Übergreifungsstöße traten mehrere Primärrisse auf, so dass für die Berechnung im Bereich vor jedem Primärriss das im Verbundmodell implementierte lokale Verbundverhalten angenommen wurde. In Abbildung 4.10 sind die qualitativen Rissverläufe dargestellt. Die gemessenen und berechneten Verläufe zeigen insgesamt eine gute Übereinstimmung, was für die Plausibilität des Verbundmodells spricht.

Bei 100%-Stößen wird die Belastung fast gleichmäßig auf alle Stabpaare verteilt. Neben der mit faseroptischer Dehnungsmessung ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,FOS}$ werden in [Hegger et al. 2022] auch die Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ aus der experimentell ermittelten Bruchlast angegeben (siehe Tab. 4.4). Die aus den Bruchlasten ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ und die mit dem Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ zeigen ebenfalls eine gute Übereinstimmung.

Da der Schwerpunkt der Untersuchungen an der RWTH auf Übergreifungsstößen mit gestaffelter Bewehrung lag, wurden auch 50 %-Stöße zur Validierung des Verbundmodells herangezogen. Die Ergebnisse der Berechnungen sind ebenfalls in Tabelle 4.4 angegeben. Es ist zu hinterfragen, ob das Verbundmodell auch für Teilstöße ($\rho_0 = 50\%$) uneingeschränkt anwendbar ist, da gestaffelte Übergreifungsstöße zu höheren Tragfähigkeiten führen als Vollstöße ($\rho_0 = 100\%$). Aufgrund der

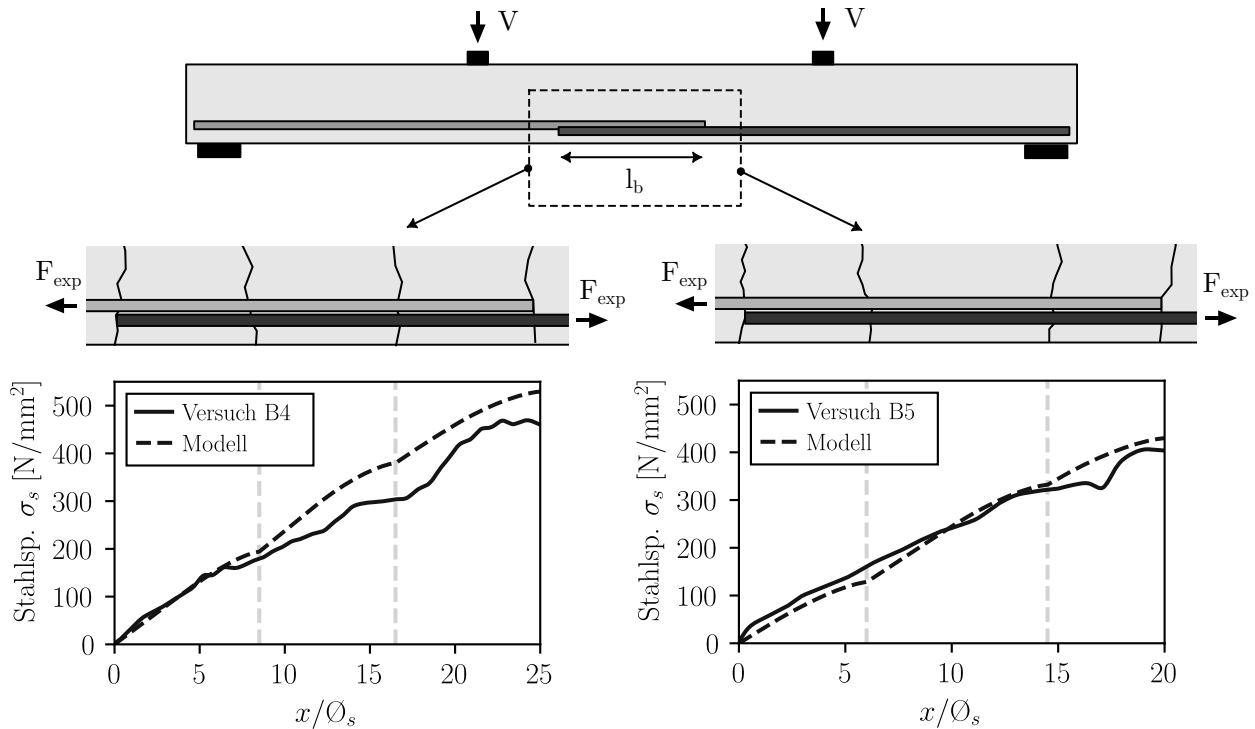


Abbildung 4.10: Gemessene und berechnete Verläufe der Stahlspannung σ_s von Versuch B4 und B5; Messdaten aus [Hegger et al. 2022]

Tabelle 4.3: Versuchskonfiguration der Übergreifungsstoßversuche aus [Hegger et al. 2022]

Versuch	Stoßanteil ρ_0	Verbundlänge l_b	Stabdurchm. \varnothing_s	Betonzugfest. f_{ctm}	bez. Betondeckung c_d/\varnothing_s	Querbewehrung
	[%]	$[\varnothing_s]$	[mm]	$[\text{N/mm}^2]$	[-]	[-], [mm]
B4	100	25	16	2,75	1,5	4 \varnothing 8
B5	100	20	16	2,75	1,5	4 \varnothing 8
B6 ¹⁾	50	20	16	2,87	1,5	4 \varnothing 8
B7 ¹⁾	50	20	16	2,94	1,5	5 \varnothing 10
B10 ¹⁾	50	20	28	2,72	1,5	5 \varnothing 12
B12 ¹⁾	50	20	10	2,72	1,5	5 \varnothing 8

¹⁾ Stoßanteil $\rho_0 = 50\%$

Verschiebung (Schlupf) zwischen den übergreifenden Stäbe wird bei gleichem Biegemoment ein Teil der Last auf die durchgehenden Stäbe der Teilstöße übertragen, die eine größere Verbund- bzw. Dehnsteifigkeit besitzen. Dies ermöglicht eine höhere Tragfähigkeit von Teilstößen. Die maximal gemessenen Stahlspannungen $\sigma_{s,\text{FOS}}$ der Übergreifungen in Teilstößen unterscheiden sich nicht wesentlich von den mit Faseroptik maximal ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,\text{FOS}}$ in Vollstößen. Nur die durchgehenden Stäbe weisen bei Verbundversagen eine höhere Stahlspannung auf [Hegger et al. 2022]. Die Berechnungen der Spannungen $\sigma_{s,\text{calc}}$ in den übergreifenden Stäben zeigen eine gute Übereinstimmung mit den durch faseroptische Dehnungsmessung ermittelten Spannungen $\sigma_{s,\text{FOS}}$ der übergreifenden Stäbe in Teilstößen mit Abweichungen von maximal 14%. Da beim Verbundversagen von Teilstößen die Kräfte nicht gleichmäßig auf alle Stäbe verteilt sind, kann die experimentell ermittelte Versagenslast nicht ohne weitere Überlegungen zur Ermittlung einer in den Stäben wirkenden Stahlspannung $\sigma_{s,\text{calc}}$ herangezogen werden. Bei den Untersuchungen an der RWTH wurden auch 25%-Stöße untersucht. Für die Überprüfung des Verbundmodells wurden keine 25 %-Stöße herangezogen.

Für eine genaue Berechnung der Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen mit dem beschriebenen Verbundmodell durch schrittweise numerische Integration der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ist die Kenntnis der Rissabstände oder zumindest die Kenntnis der Anzahl der Risse entlang der Übergreifungsstöße hilfreich. Wie in Abschnitt 2.4.2 beschrieben, kann eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung auch zur Prognose von Rissabständen verwendet werden. Zur Abschätzung der Lasteinleitungslänge l_t , die erforderlich ist, um den Betonquerschnitt zum Reißen zu bringen, wird der Zuggurt des Balkens wie in den Modellen aus DIN EN 1992-1-1, fib Model Code 2010 und [FprEN 1992-1-1] durch einen zentrisch beanspruchten Zugstab mit der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{c,\text{ef}}$ angenähert (siehe Abschn. 2.3.2). Ein Riss entsteht, wenn die vom Verbund eingeleitete Zugkraft F_b die vom Beton aufnehmbare Zugkraft F_{cr} übersteigt. Die Lasteinleitungslänge l_t wird durch numerische Integration der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unter Annahme eines lokalen Verbundverhaltens in Rissnähe berechnet. Die Betondehnungen werden als inverse Stahldehnungsverteilung in idealisierter Form angenommen (vgl. Abschn. 3.3.5 „Datenverarbeitung“). Der minimale Rissabstand $s_{r,\text{min}}$ ergibt sich aus der einfachen Lasteinleitungslänge l_t . Der maximale Rissabstand $s_{r,\text{max}}$ kann bis zur zweifachen Lasteinleitungslänge ($2 \cdot l_t$) betragen.

In Tabelle 4.5 sind die experimentell beobachteten mittleren Rissabstände $s_{r,m,\text{exp}}$ entlang der Übergreifungsstöße den berechneten Rissabständen $s_{r,\text{min,calc}}$ und $s_{r,\text{max,calc}}$ gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass alle experimentell beobachteten Rissabstände innerhalb der berechneten Grenzen liegen. Besonders auffällig ist, dass mit Ausnahme der Versuche B7 und B12 die mittleren Rissabstände alle dem Bügelabstand der Querbewehrung s_t entsprechen. Dieses Verhalten wird auch in der Literatur häufig beschrieben (vgl. Abschn. 2.2.5 „Querbewehrung“). So stellt die Quer- oder Bügelbewehrung eine lokale Störstelle für den Zugspannungsverlauf im Betongefüge dar und bei auf Zug oder Biegung beanspruchten Betonbauteilen treten Risse vorwiegend im Bereich der Bügelbewehrung auf. Zur ersten Abschätzung des mittleren Rissabstandes kann daher der Bügelabstand s_t gewählt werden, sofern er innerhalb der berechneten Grenzen des minimalen und maximalen Rissabstandes $s_{r,\text{min,calc}}$ und $s_{r,\text{max,calc}}$ liegt.

Tabelle 4.4: Stahlspannung bei Versagen - Versuchsergebnisse aus [Hegger et al. 2022] und Berechnung

Versuch	Experimentell		Modell	Übereinstimmung	
	$\sigma_{s,FOS}$	$\sigma_{s,exp}$	$\sigma_{s,calc}$	$\eta_{FOS}^{2)}$	$\eta_{exp}^{3)}$
	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]	[-]
B4	479	472	530	0,90	0,89
B5	410	398	428	0,96	0,93
B6¹⁾	445	-	446	1,00	-
B7¹⁾	453	-	456	0,99	-
B10¹⁾	410	-	360	1,14	-
B12¹⁾	448	-	453	0,99	-

¹⁾ Stoßanteil $\rho_0 = 50\%$, ²⁾ $\eta_{FOS} = \sigma_{s,FOS}/\sigma_{s,calc}$, ³⁾ $\eta_{exp} = \sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$

Tabelle 4.5: Rissabstände - Versuchsergebnisse aus [Hegger et al. 2022] und Berechnung

Versuch	Anzahl Risse	Bügel-Abstand	Rissabstände entlang Übergreifungsstoß			
	n_{cr}	s_t	$s_{r,m,exp}$	$s_{r,min,calc}$	$s_{r,max,calc}$	$\eta_{sr}^{2)}$
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
B4	4	133	133	69	138	1,93
B5	4	107	107	73	146	1,46
B6¹⁾	4	107	107	70	140	1,52
B7¹⁾	4	80	107	69	138	1,55
B10¹⁾	5	140	140	135	270	1,04
B12¹⁾	4	50	67	40	80	1,67

¹⁾ Stoßanteil $\rho_0 = 50\%$, ²⁾ $\eta_{sr} = s_{r,m,exp}/s_{r,min,calc}$ (Soll: $1 \leq \eta_{sr} \leq 2$)

Hegger et al. 2015

Zur weiteren Überprüfung des Verbundmodells wurden gut dokumentierte Balkenversuche aus der Literatur herangezogen, in denen für das Tragverhalten wichtige Angaben zu den Rissabständen bzw. zum Rissbild gemacht wurden. HEGGER, EMPELMANN, SCHNELL UND SCHOENING führten Balkenversuche mit Übergreifungsstößen durch [Hegger et al. 2015]. Der Schwerpunkt lag dabei auf Übergreifungsstößen mit großen Durchmessern ($\varnothing_s = 40$ bis 50 mm). Die Nachrechnung der Versuche erfolgte wie zuvor beschrieben mit der Methode der schrittweisen numerischen Integration, wobei der Schlupf am belasteten Stabende in mehreren Rechenschritten iterativ bis zum Maximalwert der berechneten Kraftübertragung erhöht wurde (vgl. Abschn. 4.2.2 „Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben“). Die Primärrisse entlang der Übergreifungsstöße wurden als Störzone mit

lokalem Verbundverhalten berücksichtigt. Die gemessenen und berechneten Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4.6 angegeben. Der Versuch T7 wurde nicht berücksichtigt, da hier der Einfluss einer zusätzlichen Oberflächenbewehrung untersucht wurde, was nicht Gegenstand dieser Arbeit war.

Die berechneten und gemessenen maximalen Stahlspannungen zeigen im Allgemeinen eine gute Übereinstimmung (Standardabweichung ohne Versuche T4 und T5 ca. 5,5%). Lediglich bei den Versuchen T4 und T5 ergaben sich bei der Nachrechnung deutlich niedrigere Traglasten als von HEGGER ET AL. experimentell bestimmt. Dies lässt sich aus der Dokumentation der Versuche nicht ohne weiteres erklären: So wurde bei Versuch T4 mit einer gegenüber Versuch T2 um ein Drittel kürzeren Übergreifungslänge bei ansonsten gleicher Parameterkonfiguration trotzdem eine höhere Bruchlast ermittelt. Auch bei Versuch T5 wurde im Vergleich zu Versuch T2 bei geringerer Betonfestigkeit und ansonsten gleicher Parameterkonfiguration eine höhere Bruchlast erreicht. Aufgrund dieser Unzulänglichkeiten werden die Versuche T4 und T5 nicht zur Validierung des Modells herangezogen.

In Tabelle 4.7 sind die berechneten und beobachteten Rissabstände aufgeführt. Die Lasteinleitungslänge l_t wurde durch numerische Integration der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unter Annahme eines lokalen Verbundverhaltens in Rissnähe berechnet. Der minimal berechnete Rissabstand $s_{r,min,calc}$ ergibt sich aus der einfachen Lasteinleitungslänge l_t . Der maximal berechnete Rissabstand $s_{r,max,calc}$ kann das Doppelte der Lasteinleitungslänge ($2 \cdot l_t$) betragen. Mit Ausnahme von Versuch T5 liegen alle in den Versuchen beobachteten mittleren Rissabstände $s_{r,m,exp}$ innerhalb der berechneten Grenzen für $s_{r,min,calc}$ und $s_{r,max,calc}$. Dabei entsprechen alle tatsächlich ermittelten Rissabstände (mit Ausnahme der Versuche T1 und T5) etwa einem Vielfachen des Bügelabstandes.

Tabelle 4.6: Versuchsergebnisse aus [Hegger et al. 2015] und Nachrechnung der Übergreifungsstoßversuche

Versuch	Verbundlänge	Stabdurchm.	Betonzugfest.	bez. Betondeck.	Querbewehrung	Stahlspannung		
	l_b	\varnothing_s	f_{ctm}	c_d/\varnothing_s	n_t, \varnothing_t	$\sigma_{s,exp}$	$\sigma_{s,calc}$	η_{exp} ¹⁾
	$[\varnothing_s]$	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[-], [mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[-]
T1	33	40	2,52	1,5	9Ø14	495	443	1,12
T2	33	40	2,79	1,0	9Ø14	473	431	1,10
T3	44	40	2,52	1,5	9Ø14	555	565	0,98
T4	23	40	3,42	1,0	7Ø16	(532)	379	(1,40)
T5	33	40	2,43	1,0	9Ø14	(552)	383	(1,44)
T6	44	40	2,80	1,5	15Ø14	580	583	0,99
T8	42	50	2,88	1,5	11Ø16	556	526	1,06

¹⁾ $\eta_{exp} = \sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$

Tabelle 4.7: Rissabstände - Versuchsergebnisse aus [Hegger et al. 2015] und Berechnung

Versuch	Anzahl Risse	Bügel-Abstand	Rissabstände entlang Übergreifungsstoß			
	n_{cr}	s_t	$s_{r,m,exp}$	$s_{r,min,calc}$	$s_{r,max,calc}$	η_{sr} ¹⁾
	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]
T1	7	130	164	159	318	1,03
T2	8	130	141	140	304	1,01
T3	8	180	178	148	296	1,20
T4	6	130	127	95	190	1,34
T5	8	180	(142)	169	338	(0,84)
T6	9	90	162	138	276	1,17
T8	11	160	164	152	304	1,08

¹⁾ $\eta_{sr} = s_{r,m,exp}/s_{r,min,calc}$ (Soll: $1 \leq \eta_{sr} \leq 2$)

4.3 Zusammenfassung und Folgerungen

Im Rahmen dieses Kapitels wurde der Aufbau des Verbundmodells sowie die Beschreibung der darin enthaltenen Einflussparameter und des lokalen Verbundverhaltens dargestellt, die aus den in Kapitel 3 beschriebenen experimentellen Untersuchungen abgeleitet wurden. Darüber hinaus erfolgte ein Vergleich mit bestehenden Verbundmodellen für Spaltversagen sowie eine Nachrechnung und Überprüfungen anhand der eigenen Versuche und gut dokumentierter Versuche aus der Literatur. Die wesentlichen Inhalte und Folgerungen dieses Kapitels lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- *Aufbau des Verbundmodells:* Das Verbundmodell besteht aus zwei Hüllkurven für den aufsteigenden Ast bis zum Beginn des Spaltversagens und für den absteigenden Ast für den Nachbruchbereich des Verbundversagens. Die Modellparameter zur Beschreibung der Hüllkurven wurden im Wesentlichen aus mechanischen Überlegungen, Erkenntnissen aus der Literatur und Beobachtungen aus den experimentellen Untersuchungen abgeleitet.
- *Einflussparameter:* Wesentliche Einflussparameter des Modells, welche die Form der Hüllkurven bestimmen, sind die Betonzugfestigkeit, der Stabdurchmesser und die Betondeckung. Der Querbewehrungsgrad, die Rippengeometrie, die Rippenorientierung sowie mäßige Verbundbedingungen wurden im Modell nicht berücksichtigt, da sie bei den experimentellen Untersuchungen an Dehnkörperversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen keine signifikanten Effekte zeigten.

- *Lokales Verbunderhalten*: Das lokale Verbundverhalten kann durch faseroptische Dehnungsmessung sehr differenziert erfasst werden. Primärrisse wirken als Störzone bei der Verbundübertragung und führen dazu, dass in Rissnähe nur eine reduzierte Verbundübertragung möglich ist. Im Modell wird das lokale Verbundverhalten in Rissnähe durch den Abminderungsfaktor λ_{lokal} beschrieben.
- *Validierung*: Zur Überprüfung des Verbundmodells wurden eigene und gut dokumentierte Versuche nachgerechnet. Sowohl die Nachrechnung der eigenen Versuche als auch die Nachrechnung der Versuche aus der Literatur zeigten gut übereinstimmende Ergebnisse.
- *Erweiterung*: Die Erweiterung nicht berücksichtigter Parameter (z. B. Querdruck und mäßige Verbundbedingungen) und eine weitere detaillierte Überprüfung des Verbundmodells erfolgt in Kapitel 6 auf der Basis einer experimentellen Datenbank.

Kapitel 5

Versuchsdatenbank für Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZT

5.1 Struktur der Versuchsdatensätze

5.1.1 Zusammensetzung

Das Verbundverhalten zwischen Betonstahlbewehrung und Beton wird von einer Vielzahl von Parametern und Faktoren bestimmt, deren vollständige Erfassung im Rahmen einzelner Versuchsreihen kaum möglich ist. In verschiedenen Fachgremien der europäischen und amerikanischen Verbände FIB und ACI wurden umfangreiche Datensätze von Verbundversuchen erarbeitet, die eine große Zahl unterschiedlicher Parameterkombinationen beinhalten [ACI 408; fib TG2.5]. Die Datensätze der Arbeitsgruppe des ACI COMMITTEE 408 und der FIB TASK GROUP 2.5 (früher FIB TASK GROUP 4.5) überschneiden sich in weiten Teilen und enthalten vorwiegend Übergreifungsstoßversuche. Die Bemessungsgleichung für Übergreifungsstöße und Verankerungen mit geraden Stabenden in fib Model Code 2010 wurde weitestgehend empirisch aus dem Versuchsdatensatz der FIB TASK GROUP 2.5 abgeleitet [fib Model Code 2010]. Die Bemessungsgleichung der Neufassung von FprEN 1992-1-1 basiert im Wesentlichen auf dem empirischen Modell aus fib Model Code 2010 [vgl. FprEN 1992-1-1; Hegger et al. 2022; Camps et al. 2023].

In ähnlicher Weise wurden Datensätze von verschiedenen Autoren erarbeitet und laufend durch neue experimentelle Versuchsdaten ergänzt [z. B. Burkhardt 2000; Amin 2009; Schoening 2018]. Ein besonders umfangreicher Datensatz wurde von SCHOENING im Rahmen ihrer Dissertation zusammengestellt, der in erweiterter Form als *IMB-Datensatz* der RWTH Aachen University bezeichnet wird und auch in einem früheren gemeinsamen Forschungsprojekt zur statistischen Evaluierung der neuen Bemessungsmodelle von fib Model Code 2010 und FprEN 1992-1-1 verwendet wurde [siehe Hegger et al. 2022]. Tabelle 5.1 gibt einen Überblick über die beschriebenen Datensätze. Mit Ausnahme des IMB-Datensatzes, der für Verankerungen auch eine größere Anzahl von Untersuchungen mit Ausziehversuchen [z. B. Untrauer u. Henry 1965; Perry u. Jundi 1969] und Beam-End Tests [z. B. Kemp u. Wilhelm 1979; Jensen u. Brøndum-Nielsen 1982; Batayneh 1993; Hamad 1995] enthält, beinhalten die restlichen Datensätze ausschließlich Balkenversuche.

Tabelle 5.1: Übersicht und Versuchsanzahl der Datensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen

	ACI 408	fib TG2.5	IMB ¹⁾	TUMBD
Übergreifungsstöße	592	807	889	1001
mit Querbewehrung	346	407	451	501
ohne Querbewehrung	246	400	438	500
Verankerungen	-	-	462²⁾	181
mit Querdruck	-	-	306 ²⁾	39
ohne Querdruck	-	-	156 ²⁾	142
Verbundbedingungen	-	-	-	50³⁾
Übergreifungsstöße	-	-	-	38 ³⁾
Verankerungen	-	-	-	12 ³⁾
Gesamt	592	807	1351	1232

¹⁾ für *IMB*-Datensatz siehe [Schoening 2018; Hegger u. Camps 2020; Hegger et al. 2022]

²⁾ enthält vorwiegend Beam-End Tests und Ausziehversuche

³⁾ Verhältnis mäßiger und guter Verbundbedingungen in Abhängigkeit der Lage im Bauteil

Aufbauend auf den Datensätzen von ACI COMMITTEE 408 und FIB TASK GROUP 2.5 sowie den Arbeiten von AMIN, SCHOENING und HEGGER ET AL. wurden die Datensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen grundlegend neu strukturiert und im Rahmen einer umfangreichen Literaturrecherche um aktuelle Versuchsdaten aus der Literatur erweitert. Zusätzlich wurde die Datenbank um einen Datensatz mit Versuchen zu Verbundbedingungen ergänzt. Dabei wird das Verhältnis von mäßigen zu guten Verbundbedingungen in Abhängigkeit von der Lage im Bauteil (TCR-Wert) bei ansonsten gleicher Versuchskonfiguration (Verbundlänge, Betonfestigkeit, Stabdurchmesser, Betondeckung etc.) angegeben. In die neuen Datensätze mit der Bezeichnung „*TUM Bond Database*“ (kurz *TUMBD*) wurden nur gut dokumentierte Versuche aus der Primärliteratur, die für alle Versuchsdaten erhoben wurden, und Versuchsergebnisse aus eigenen Untersuchungen aufgenommen. Es wurden keine Daten aus anderen Versuchsdatensätzen kopiert, um Übertragungsfehler zu vermeiden. Versuchsdaten, die nicht einer Standardversuchskonfiguration entsprechen – z. B. hohe Silika-Konzentrationen bei [Hamad u. Itani 1998], Oberflächenbewehrung bei [Schoening 2018] oder alternierende Rippen bei [Choi et al. 2020], um nur einige Beispiele zu nennen – wurden nicht berücksichtigt. Ebenfalls nicht berücksichtigt wurden Versuche, bei denen nach Angaben der Autoren kein Verbundversagen auftrat oder Versuche, die bereits in anderer Literatur zitiert wurden, um Wiederholungen zu vermeiden. In den *TUMBD*-Datensätzen sind nur Balkenversuche und keine Beam-End Tests oder Ausziehversuche erfasst. Es wird davon ausgegangen, dass Ausziehversuche

und Beam-End Tests unter Verwendung einer verbundfreien Vorlänge zu einer Überschätzung der Verbundtragfähigkeit von Verankerungen führen würden (vgl. Abschn. 2.2.5 „Verbundfreie Vorlänge“). Insgesamt sind 1001 Übergreifungsstoßversuche, 181 Verankerungsversuche und 100 Versuche zu den Verbundbedingungen (entspricht 50 Angaben zum TCR-Wert) in den Datensätzen enthalten. Die geringe Anzahl von Endverankerungen mit Querdruck stellt ein aktuelles Defizit des Datensatzes für Verankerungen dar, das durch zukünftige Forschungsarbeiten zu beheben ist. Die Datensätze sind in Anhang C dokumentiert.

5.1.2 Grenzen und Filterkriterien

In Anlehnung an fib Bulletin 72 [fib Bulletin 72], sowie an die Arbeiten von SCHOENING und HEGGER ET AL. [Schoening 2018; Hegger et al. 2022] wurden Filterkriterien eingeführt, um die Anwendungsgrenzen der Datensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen zu definieren und unerwünschte Fehlereinflüsse zu minimieren. Die gefilterten Datensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen enthalten nur Versuchsdaten, für die folgende Bedingungen erfüllt sind:

- Betondruckfestigkeit der Übergreifungsstöße: $20 \text{ N/mm}^2 \leq f_{\text{cm}} \leq 115 \text{ N/mm}^2$ (unterer Grenzwert repräsentativ für praktische Anwendung, oberer Grenzwert resultiert aus Versuchsdaten);
- Betondruckfestigkeit der Verankerungen: $20 \text{ N/mm}^2 \leq f_{\text{cm}} \leq 45 \text{ N/mm}^2$ (unterer Grenzwert repräsentativ für praktische Anwendung, oberer Grenzwert resultiert aus Versuchsdaten);
- Bezogene Betondeckung: $0,5 \leq c/\varnothing_s \leq 3,5$, mind. jedoch 10 mm (unterer Grenzwert repräsentativ für praktische Anwendung, oberer Grenzwert resultiert aus Versuchsdaten);
- Stababstand $c_s/\varnothing_s \geq 1$ (Mindeststabsabstand aus [DIN EN 1992-1-1/NAD]);
- Verhältnis maximaler und minimaler Betondeckung $c_{\text{max}}/c_{\text{min}}$: $1 \leq c_{\text{max}}/c_{\text{min}} \leq 5$ (obere Grenze aufgrund mangelnder Versuchsdaten);
- Querbewehrungsgrad $\rho_t \leq 6,5\%$ (obere Grenze aus Versuchsdaten des Datensatzes für Übergreifungsstöße);
- Gewählte Mindestlänge für Übergreifungsstöße $l_0/\varnothing_s \geq 10$;
- Gewählte Mindestlänge für Endverankerungen $l_b/\varnothing_s \geq 5$;
- Maximale Stahlspannung $\sigma_{\text{s,exp}} \leq 1,1 \cdot f_{\text{sy}}$;
- Anzahl der Übergreifungsstöße $n_b > 1$;
- Stoßanteil 100 % (keine gestaffelten Übergreifungsstöße);
- Abstand zwischen den übergreifenden Stäben $\leq 4 \varnothing_s$;
- Balkenversuche ohne verbundfreie Vorlänge.

Für die praktische Anwendung erscheint ein Beton unterhalb der Betonfestigkeitsklasse C20/25 wenig sinnvoll, so dass diese im gefilterten Datensatz als unterer Grenzwert gewählt wurde. Der obere Grenzwert eines Betons mit einer Zylinderdruckfestigkeit von $f_{cm} = 115 \text{ N/mm}^2$ für den Datensatz der Übergreifungsstöße und von $f_{cm} = 45 \text{ N/mm}^2$ für den Datensatz der Verankerungen resultiert aus den Versuchsdaten. Für die Betondeckung, den Stababstand und das Verhältnis der maximalen und minimalen Betondeckung c_{max}/c_{min} wurden ebenfalls sinnvolle Grenzwerte gewählt. Ähnlich wurde bei den im Datensatz berücksichtigten kleinsten Übergreifungs- und Verankerungslängen vorgegangen, die jedoch nicht den Mindestübergreifungslängen bzw. Mindestverankerungslängen nach DIN EN 1992-1-1 entsprechen. Auch hier ist es von Interesse, möglichst kurze Verbundlängen zu untersuchen. Zu kurze Verbundlängen können jedoch die Trendabhängigkeiten einer Regressionsanalyse ungünstig beeinflussen, da sie durch den „Hebeleffekt“ überproportional berücksichtigt würden. Für die Datensätze wurde eine Mindestübergreifungslänge von $10 \varnothing_s$ für Übergreifungsstöße und eine Mindestverankerungslänge von $5 \varnothing_s$ für Verankerungen gewählt. Außerdem wurden nur Versuche berücksichtigt, bei denen das Verhältnis der experimentell maximal ermittelten Stahlspannung zum Nennwert der Streckgrenze $\sigma_{s,exp}/f_{sy}$ kleiner als 1,1 ist. Andernfalls ist nicht sichergestellt, dass im Versuch ein tatsächliches Verbundversagen aufgetreten ist. Außerdem ist nicht abschließend geklärt, wie sich das Fließen des Stahls auf die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen oder Verankerungen auswirkt. Es wurden nur Vollstöße und keine gestaffelte Bewehrung betrachtet. Um den Gruppeneffekt mehrerer Übergreifungsstöße zu berücksichtigen, wurden nur Versuche mit mehr als einem übergreifenden Stabpaar berücksichtigt. Aufgrund der eingeschränkten Datenlage wurden bei den Verankerungsversuchen auch Versuche mit einzeln verankerten Stäben betrachtet. Tabelle 5.2 zeigt einen Vergleich zwischen dem ursprünglichen und dem gefilterten Versuchsdatensatz für Übergreifungsstöße und Verankerungen. Der gefilterte Versuchsdatensatz enthält 692 Übergreifungsstoßversuche und 110 Verankerungsversuche. Der Datensatz für die Verbundbedingungen wurde ohne diese Filterkriterien angewendet.

Tabelle 5.2: Anzahl der Versuchsdaten des ursprünglichen und gefilterten Versuchsdatensatzes TUMBD

	Übergreifungsstöße			Verankerungen			Summe
	Gesamt	mit QB	ohne QB	Gesamt	mit QD	ohne QD	
original	1001	501	500	181	39	142	1182
gefiltert	692	366	326	110	35	75	802

QB = Querbewehrung, QD = Querdruck

5.2 Vergleich normativer Bemessungsmodelle

Der gefilterte Datensatz wird verwendet, um die Bemessungsmodelle verschiedener Normen und Regelwerke zu vergleichen. Untersucht werden die Bemessungsmodelle des Eurocode 2 [DIN EN 1992-1-1], der Neufassung des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] sowie des fib Model Code 2010. Auf die

Beschreibung der Bemessungsmodelle wird in dieser Arbeit verzichtet und auf die entsprechenden Regelwerke inkl. Erläuterungen [z. B. DIN EN 1992-1-1; Fingerloos et al. 2020; fib Model Code 2010; fib Bulletin 72; FprEN 1992-1-1] verwiesen. Abbildung 5.1 zeigt die Stahlspannungsverhältnisse $\sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$ der experimentell ermittelten Versuchsdaten und der mit den Bemessungsgleichungen bestimmten Werte über die bezogenen Übergreifungslänge l_0/\varnothing_s bzw. bezogene Verankerungslänge l_b/\varnothing_s . Das Stahlspannungsverhältnis $\sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$ gibt die Übereinstimmung zwischen den experimentellen Daten und dem jeweiligen Modell wieder. Werte unter 1,0 bedeuten, dass das Modell auf der unsicheren Seite liegt. Werte über 1,0 deuten auf ein konservatives Modell mit entsprechenden Sicherheitsreserven hin. In Tabelle 5.3 sind die zugehörigen statistischen Kennwerte Mittelwert, Minimum, Maximum, 5%-Quantilwert und Standardabweichung der Stichprobe $\sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$ unter der Annahme einer normalverteilten Stichprobenmenge sowie die mittlere residuale Abweichung $RMSE$ und Anzahl der Test n angegeben. Die mittlere residuale Abweichung $RMSE$ berechnet sich nach Gleichung 4.11 aus der gemessenen maximalen Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (y_i) und in der Bemessung ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ (\hat{y}_i). Die Berechnungen wurden mit der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} und ohne Teilsicherheitsbeiwerte durchgeführt. Aussagen zur Modellsicherheit können daraus nicht abgeleitet werden. Die Statistik gibt jedoch Auskunft darüber, welches Bemessungsmodell auf Mittelwertniveau die beste Übereinstimmung mit den experimentellen Daten liefert und die genaueste Prognose erlaubt.

Für Übergreifungsstöße (Vollstöße) sehen sowohl DIN EN 1992-1-1 ($\alpha_6 = 1,5$, NAD: $\alpha_6 = 1,4$ bis $2,0$) als auch FprEN 1992-1-1 ($k_{ls} = 1,2$) einen Stoßfaktor vor. Fib Model Code 2010 enthält keinen solchen Stoßfaktor und behandelt Übergreifungsstöße und Verankerungen grundsätzlich gleich. Dennoch gibt es auch bei fib Model Code 2010 keine größeren Abweichungen zwischen den Mittelwerten der Subdatensätze der Übergreifungsstöße und der Verankerungen. Für Verankerungen

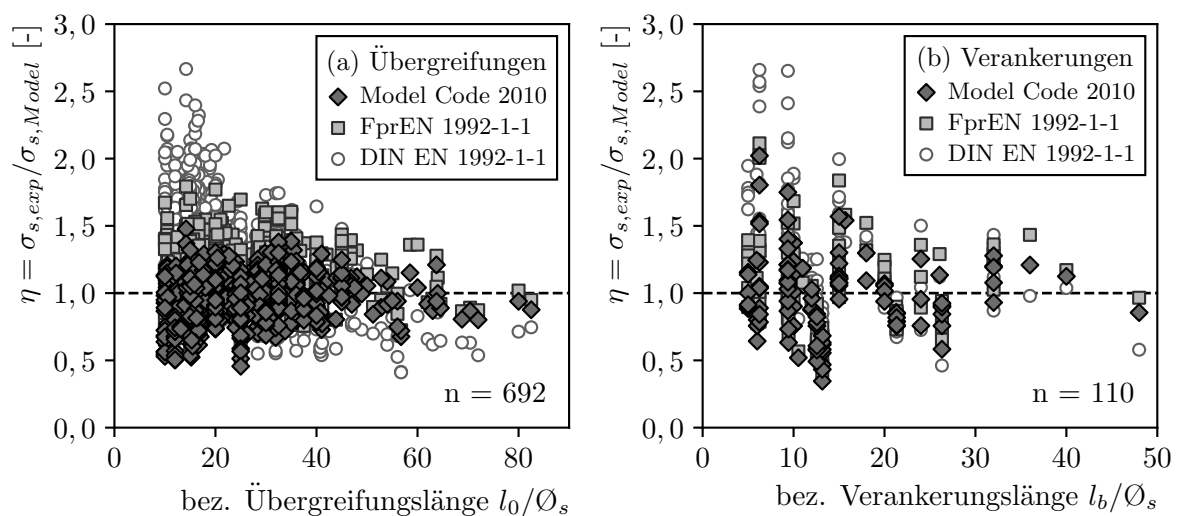


Abbildung 5.1: Vergleich der Bemessungsmodelle fib Model Code 2010, FprEN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1 am gefilterten Versuchsdatensatz für (a) Übergreifungen und (b) Verankerungen

Tabelle 5.3: Statistik der Bemessungsmodelle [fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1; DIN EN 1992-1-1]

$\eta = \sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$	Übergreifungsstöße			Verankerungen		
	MC10	FprEC2	EC2	MC10	FprEC2	EC2
Mittelwert \bar{x}	0,97	1,14	1,28	0,99	1,06	1,32
Minimum x_{min}	0,46	0,52	0,41	0,35	0,39	0,43
Maximum x_{max}	1,48	1,79	2,67	2,02	2,11	3,63
5%-Quantil $Q_{0,05}$	0,70	0,84	0,70	0,56	0,61	0,62
Standardabw. SD	0,16	0,19	0,37	0,29	0,33	0,59
$RMSE$ [N/mm ²]	70,7	84,5	146,1	86,3	93,1	129,0
Anzahl der Tests n	692	692	692	110	110	110

MC10 = fib Model Code 2010, FprEC2 = FprEN 1992-1-1, EC2 = DIN EN 1992-1-1

ohne Querdruck liefern die Bemessungsansätze aus fib Model Code 2010 und FprEN 1992-1-1 nahezu identische Ergebnisse. Für Verankerungen mit Querdruck führen alle Bemessungsansätze zu konservativen Bemessungsergebnissen. Der Einfluss der Querpressung wird vermutlich unterschätzt. Das Bemessungsmodell von fib Model Code 2010 liefert im Allgemeinen die beste Übereinstimmung mit den experimentellen Daten. So ist die Standardabweichung für Übergreifungsstöße und für Verankerungen am geringsten und der Mittelwert liegt nahe bei 1,0. Das Modell von DIN EN 1992-1-1 liefert dagegen die größten Streuungen. Insbesondere für kurze Verbundlängen ist das Modell sehr konservativ, während es für lange Verbundlängen tendenziell zu unsicher ist.

5.3 Evaluierung von Einflussparametern

5.3.1 Vorbemerkung

Im Rahmen dieser Arbeit wurden verschiedene Verbundmodelle und Bemessungsregeln behandelt. Besonderes Augenmerk wird dabei stets auf die Bemessungsmodelle des fib Model Code 2010 gelegt, da diese als Grundlage für die 2. Generation des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] dienen, deren endgültige Fassung und die Erarbeitung der normativen Anwendungsdokumente zum jetzigen Zeitpunkt noch nicht abgeschlossen sind. Obwohl fib Model Code 2020 im Laufe des Jahres 2024 veröffentlicht wird, gibt es verschiedene triftige Gründe, warum im Rahmen dieser Arbeit und zur Evaluierung der Einflussparameter vorwiegend mit den Modellen des fib Model Code 2010 gearbeitet wird:

- *Relevanz:* Der fib Model Code 2010 bildet die Grundlage für die neuen Bemessungsregeln der 2. Generation des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1]. Die meisten Erkenntnisse aus fib Model Code 2010 können daher auch auf FprEN 1992-1-1 übertragen werden.

- *Transparenz*: Die vollständige Dokumentation der Hintergründe und Herleitung der Bemessungsgleichung aus fib Model Code 2010 in fib Bulletin 72 stellt bisher ein Alleinstellungsmerkmal dar. Erst die Offenlegung aller Annahmen ermöglicht einen fundierten fachlichen Diskurs.
- *Genauigkeit*: Vergleichsrechnungen mit den Datensätzen für Übergreifungsstöße und Verankerungen zeigen, dass die Bemessungsgleichung aus fib Model Code 2010 valide Berechnungsergebnisse liefert. Dies ist auf die semi-empirische Herleitung aus einem ähnlichen Datensatz mit überwiegend Übergreifungsstößen zurückzuführen.
- *Einfachheit*: Aufgrund ihrer einfachen Struktur eignet sich die Bemessungsgleichung von fib Model Code 2010 sehr gut für die Anwendung multivariater Analysemethoden und nichtlinearer Regressionsrechnungen, die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführt werden. Die Bemessungsgleichung erlaubt eine Bemessung auf Mittelwertniveau und kommt ohne große Restriktionen der Parameter aus.
- *Kontinuität*: Nach derzeitigem Kenntnisstand haben sich die grundlegenden Bemessungskonzepte und Verbundmodelle im fib Model Code 2020 gegenüber dem Vorgänger nicht wesentlich geändert. Für die Hintergrunddokumentation wird in fib Model Code 2020 ebenfalls auf fib Bulletin 72 verwiesen. Größere Anpassungen und Erweiterungen gab es vor allem bei der Berücksichtigung neuer Materialien und der Unterscheidung historischer Baustoffe (z.B. historische Betonstahlbewehrung), die im Rahmen dieser Arbeit nicht betrachtet werden.
- *Verfügbarkeit*: Zum Zeitpunkt der Fertigstellung dieser Arbeit war die finale Fassung des fib Model Code 2020 noch nicht kommerziell verfügbar.

5.3.2 Nichtlineare Regressionsanalyse

Die Diskussion der Parameter Betondruckfestigkeit f_{cm} bzw. Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , bezogene Übergreifungslänge l_0/\varnothing_s und bezogene Verankerungslänge l_b/\varnothing_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s , Querbewehrungsgrad ρ_t und Querdruck p erfolgt mit Hilfe einer nichtlinearen Regressionsanalyse. Damit können die Beziehungen zwischen den Einflussgrößen analysiert und die jeweiligen Effekte mathematisch beschrieben werden [Backhaus et al. 2015]. Als Modellfunktion der nichtlinearen Regressionsanalyse wird ein erweiterter Ansatz aus fib Model Code 2010 gewählt, wobei die Parameter und Exponenten χ_1 bis χ_9 (siehe Gl. 5.2) durch Optimierung für den jeweiligen Subdatensatz für Übergreifungsstöße und Verankerungen bestimmt werden. Zur Schätzung der Modellparameter wird wie in Abschnitt 4.1.2 die *Methode der kleinsten Quadrate* verwendet und die optimierten Modellparameter so bestimmt, dass die mittlere residuale Abweichung *RMSE* minimal wird (vgl. Gl. 4.11, Abschn. 4.1.2). Zur Lösung des Minimierungsproblems wurde auch diesmal der *SLSQP-Solver* [Kraft 1988] verwendet. Um sicherzustellen, dass bei der Minimierung das globale und nicht ein lokales Minimum ermittelt wird, kommt ebenfalls die *Basin-Hopping-Methode*

zum Einsatz [vgl. Olson et al. 2012]. Für eine weitere Erläuterung wird auf Abschnitt 4.1.2 verwiesen. Die Modellfunktion für die nichtlineare Regressionsanalyse ist nachfolgend aufgeführt:

fib Model Code 2010:

$$\sigma_s = 54 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{25}{\varnothing_s}\right)^{0,2} \cdot \left(\frac{l_b}{\varnothing_s}\right)^{0,55} \cdot \left[\left(\frac{c_{min}}{\varnothing_s}\right)^{0,25} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_{min}}\right)^{0,1} + k_m \cdot \rho_t \right] \quad (5.1)$$

Modellfunktion der nichtlinearen Regressionsanalyse:

$$\sigma_s = \chi_1 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{\chi_2} \cdot \left(\frac{25}{\varnothing_s}\right)^{\chi_3} \cdot \left(\frac{l_b}{\varnothing_s}\right)^{\chi_4} \cdot \left[\left(\frac{c_d}{\varnothing_s}\right)^{\chi_5} \cdot \left(\frac{c_{max}}{c_{min}}\right)^{\chi_6} + \chi_7 \cdot \rho_t + \chi_8 \cdot \left(\frac{p}{10}\right)^{\chi_9} \right] \quad (5.2)$$

Nach der Schätzung der Modellparameter werden die Trends der einzelnen Einflussparameter analysiert und das Ergebnis der Regressionsanalyse überprüft. Datenpunkte mit großen Residuen und großer *Hebelwirkung* können das Ergebnis und die Genauigkeit einer Regression negativ beeinflussen. Die *Cook'sche Distanz* D_n ist ein häufig verwendetes Maß, um *einflussreiche Beobachtungen* mit großer Hebelwirkung sowie mögliche Ausreißer zu identifizieren [Cook 1977; Backhaus et al. 2021]. Datenpunkte mit einer großen Cook'schen Distanz sollten bei der Datenanalyse genauer betrachtet werden, um festzustellen, ob diese zu einer signifikanten Änderung der Regression führen. Da die Cook'sche Distanz nur für lineare Regressionen anwendbar ist, wird für jeden Parameter eine Grenzbetrachtung durchgeführt, bei der eine lineare Regression mit und ohne die einflussreichen Beobachtungen durchgeführt wird. In der Literatur wird eine Cook'sche Distanz $D_n > 4/n$ als Schwellenwert für die Erkennung einflussreicher Beobachtungen genannt, wobei n die Anzahl der Beobachtungen ist [Backhaus et al. 2021].

5.3.3 Evaluierung der Einflussparameter für Übergreifungsstöße

Zur Evaluierung der Einflussparameter Betondruckfestigkeit f_{cm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , bezogene Übergreifungslänge l_0/\varnothing_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s und Querbewehrungsgrad ρ_t wurde eine nichtlineare Regressionsanalyse mit dem Datensatz für Übergreifungsstöße durchgeführt. Der Datensatz für Übergreifungsstöße enthält keine Versuchsdaten mit Querdruck. Als Modellfunktion wurde Gleichung 5.2 verwendet, wobei die optimierten Schätzwerte χ_1 bis χ_7 durch Minimierung der mittleren residualen Abweichung *RMSE* bestimmt wurden. Die nichtlineare Regressionsanalyse wurde für den gefilterten Datensatz der Übergreifungsstöße ($n = 692$) sowie für die einzelnen Subdatensätze mit Querbewehrung ($n = 366$) und ohne Querbewehrung ($n = 326$) durchgeführt. Die Schätzwerte für die optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_7 sind in Tabelle 5.4 angegeben. Tabelle 5.5 zeigt die Statistik des optimierten Modells für Übergreifungsstöße. Die Optimierung des Modells führte zu einer Annäherung des Mittelwertes \bar{x} an 1,0 und zu etwas geringeren Standardabweichungen *SD* als beim Modell aus fib Model Code 2010. Grundsätzlich

weichen die optimierten Modellparameter jedoch nicht stark von den in fib Model Code 2010 gewählten Modellparametern ab.

Tabelle 5.4: Schätzwerte für die optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_7 aus der nichtlinearen Regression

	χ_1	χ_2	χ_3	χ_4	χ_5	χ_6	χ_7	χ_8	χ_9
Model Code 2010	54,0	0,25	0,20	0,55	0,25	0,10	12,0	-	-
Optimiert	56,2	0,22	0,15	0,54	0,28	0,09	10,1	-	-
<i>Optimiert mit QB</i>	<i>55,0</i>	<i>0,24</i>	<i>0,10</i>	<i>0,56</i>	<i>0,19</i>	<i>0,10</i>	<i>7,8</i>	-	-
<i>Optimiert ohne QB</i>	<i>58,1</i>	<i>0,19</i>	<i>0,20</i>	<i>0,53</i>	<i>0,33</i>	<i>0,07</i>	-	-	-

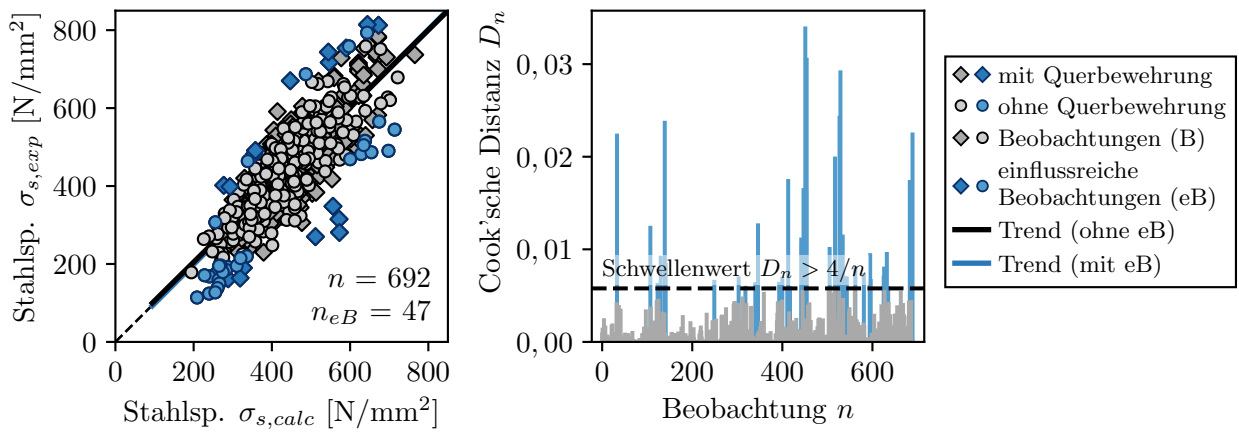
Tabelle 5.5: Statistik des optimierten Modells für Übergreifungsstöße

$\eta = \sigma_{s,\text{exp}}/\sigma_{s,\text{calc}}$	Übergreifungsstöße		mit Querbewehrung		ohne Querbewehrung	
	MC10	Optimiert	MC10	Optimiert	MC10	Optimiert
Mittelwert \bar{x}	0,97	1,00	0,98	1,00	0,97	1,00
Minimum x_{\min}	0,46	0,49	0,46	0,52	0,51	0,50
Maximum x_{\max}	1,48	1,50	1,48	1,45	1,38	1,40
5%-Quantil $Q_{0,05}$	0,70	0,73	0,72	0,77	0,68	0,71
Standardabw. SD	0,16	0,15	0,16	0,15	0,16	0,15
$RMSE$ [N/mm ²]	70,7	68,6	75,1	68,8	65,4	61,1
Anzahl der Tests n	692	692	366	366	326	326

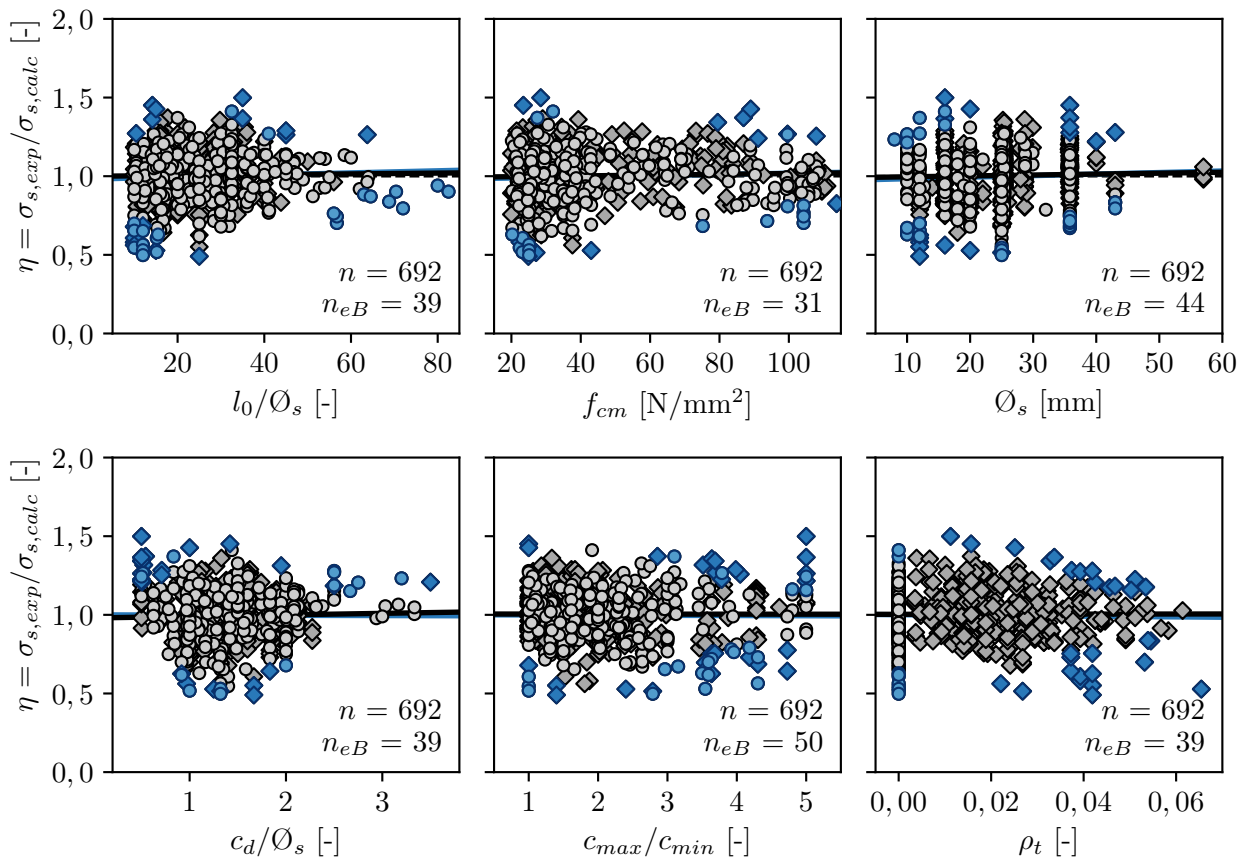
MC10 = fib Model Code 2010, Optimiert = optimiertes Modell aus nichtlinearer Regression

Abbildung 5.2 zeigt die grafische Auswertung der nichtlinearen Regressionsanalyse für die berücksichtigten Parameter bezogene Übergreifungslänge l_0/\varnothing_s , mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s mit Verhältnis c_{\max}/c_{\min} und dem Querbewehrungsgrad ρ_t . Abbildung 5.2 (a) zeigt das Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,\text{calc}}$ und der experimentell ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,\text{exp}}$. Abbildung 5.2 (b) gibt die Trends der Einflussparameter des optimierten Modells wieder. Alle Trends verlaufen horizontal, d.h. mit Hilfe der nichtlinearen Regressionsanalyse wurden die Abhängigkeiten der Einflussparameter korrekt bestimmt.

Mögliche Ausreißer oder Beobachtungen mit großem „Hebel“ können das Ergebnis und die Genauigkeit der Regression beeinflussen. Solche sogenannten einflussreichen Beobachtungen werden mit Hilfe der Cook'schen Distanz bestimmt. Die berechnete Cook'sche Distanz für jeden Beobachtungswert des Streudiagramms $\sigma_{s,\text{calc}}$ zu $\sigma_{s,\text{exp}}$ ist in Abbildung 5.2 (b) dargestellt. Insgesamt wurden 47 solcher einflussreicher Beobachtungen ermittelt (ca. 7 %). Auffällig ist, dass sich unter den einflussreichen Beobachtungen mit zu niedriger berechneter Stahlspannung (untere Grenze) vor allem Versuche ohne



(a) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)



(b) Einflussparameter und Trends des optimierten Modells

Abbildung 5.2: Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Übergreifungsstöße

Querbewehrung befinden und umgekehrt unter den einflussreichen Beobachtungen mit zu großer berechneter Stahlspannung (obere Grenze) vor allem Versuche mit Querbewehrung befinden. Dies könnte möglicherweise auf ein vorzeitiges Verbundversagen durch Abklappen der Bewehrung und Abplatzen der Betondeckung an den Übergreifungsstößen ohne Querbewehrung zurückzuführen sein (vgl. Abschn. 2.2.5 „Querbewehrung“). Ein solches Verbundversagen ist jedoch in den betreffenden Veröffentlichungen nicht dokumentiert. Dagegen spricht auch, dass bei großen Stabdurchmessern oder geringer Betondeckung keine Häufung dieser Beobachtungen auftritt. Außerdem haben die einflussreichen Beobachtungen keinen Einfluss auf die Trendlinien, so dass sie grundsätzlich nicht gesondert berücksichtigt werden müssen. Die Trends mit und ohne einflussreiche Beobachtungen sind für alle betrachteten Parameter nahezu identisch. In Veröffentlichungen zu Versuchen, die als einflussreiche Beobachtungen identifiziert wurden, wird vereinzelt von einer ungewöhnlich niedrigen Betonzugfestigkeit im Verhältnis zur Betondruckfestigkeit berichtet [z. B. Helal et al. 2016]. Es wird vermutet, dass dies zum vorzeitigen Verbundversagen beigetragen hat. Da im Bemessungsansatz von fib Model Code 2010 die Betonzugfestigkeit als Verbundparameter nicht berücksichtigt wird, obwohl sie für das Verbundverhalten bei Spaltversagen wohl relevanter ist als die Betondruckfestigkeit, kann dies zu deutlichen Abweichungen der berechneten Stahlspannungen führen.

Die nichtlineare Regressionsanalyse mit den Subdatenbanken mit und ohne Querbewehrung zeigt ein ähnliches Bild mit guter Übereinstimmung der optimierten Modellparameter des Bemessungsansatzes aus fib Model Code 2010 (siehe Tab. 5.4). Lediglich die Optimierung an den Versuchsdaten ohne Querbewehrung führte zu minimalen Abweichungen der Modellparameter, was jedoch im Wesentlichen auf die etwas andere Verteilung der Stichproben zurückzuführen ist. Die Ergebnisgrafiken sind im Anhang D dargestellt.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit dem derzeitigen Bemessungsansatz in fib Model Code 2010 das Verbundverhalten von Übergreifungsstößen mit und ohne Querbewehrung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Mittelwertniveau durchaus zuverlässig prognostiziert werden kann, wenn ein Spaltversagen für den Verbund maßgebend ist.

5.3.4 Evaluierung der Einflussparameter für Verankerungen

In einem weiteren Schritt wurde der Versuchsdatensatz mit Verankerungen in einer nichtlinearen Regressionsanalyse untersucht. Der gefilterte Versuchsdatensatz für Verankerungen besteht aus $n = 110$ Versuchen, wobei $n = 35$ Versuche mit Querdruck und $n = 75$ Versuche ohne Querdruck enthalten sind. Als Modellfunktion für die nichtlineare Regressionsanalyse diente auch diesmal Gleichung 5.2. Die ermittelten Schätzwerte für die optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_9 der nichtlinearen Regressionsanalyse sind in Tabelle 5.6 angegeben. Tabelle 5.7 zeigt die Statistik des optimierten Modells für Verankerungen. Die Optimierung des Modells führt zu einer Annäherung des Mittelwertes \bar{x} an 1,0 und geringeren Standardabweichungen SD als beim Modell aus fib Model Code 2010.

Abbildung 5.3 zeigt die grafische Auswertung der nichtlinearen Regressionsanalyse für die berücksichtigten Parameter bezogene Verankerungslänge l_b/\varnothing_s , mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , Nennwert der bezogene Betondeckung c_d/\varnothing_s , Querbewehrungsgrad ρ_t und Querdruck p . Abbildung 5.3 (a) zeigt das Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$. Abbildung 5.3 (b) gibt die Trends der Einflussparameter des optimierten Modells wieder. Alle Trends verlaufen horizontal, d.h. mit Hilfe der nichtlinearen Regressionsanalyse wurden die Abhängigkeiten der Einflussparameter korrekt bestimmt. Die berechnete Cook'sche Distanz für jeden Beobachtungswert des Streudiagramms $\sigma_{s,calc}$ zu $\sigma_{s,exp}$ ist in Abbildung 5.2 (b) dargestellt, um einflussreiche Beobachtungen zu identifizieren. Da in allen Teildiagrammen der Trend ohne Berücksichtigung einflussreicher Beobachtungen und der Trend mit Berücksichtigung einflussreicher Beobachtungen nahezu deckungsgleich sind, müssen diese für die Trendanalyse nicht weiter berücksichtigt werden.

Die Optimierung des Modells mittels nichtlinearer Regression am Datensatz für Verankerungen führt im Vergleich zum Datensatz für Übergreifungsstöße zu Unterschieden beim Vorfaktor χ_1 und den Modellparametern χ_5 und χ_6 (Einfluss der Betondeckung). Vor diesem Hintergrund erscheint es durchaus plausibel, dass im Entwurf von FprEN 1992-1-1 für Übergreifungsstöße

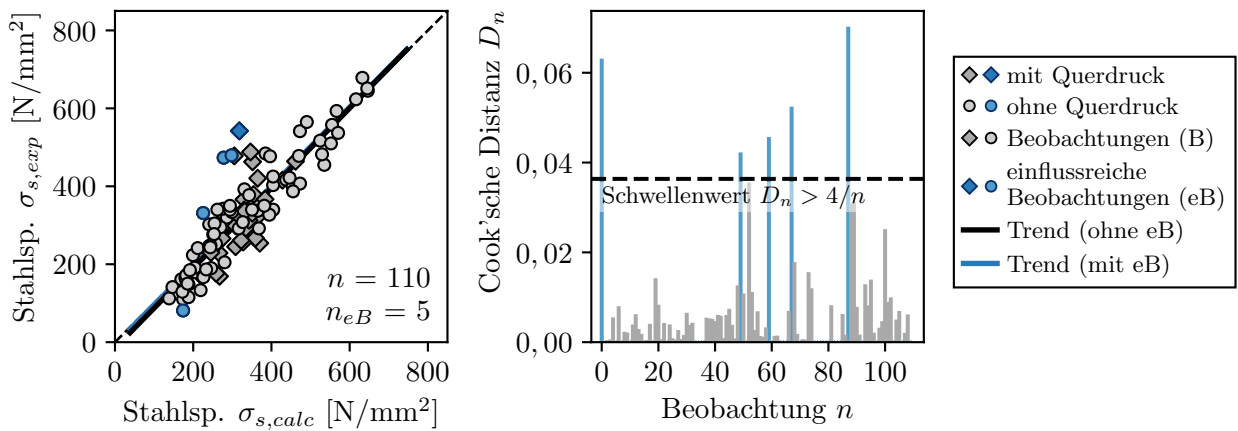
Tabelle 5.6: Schätzwerte für die optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_9 aus der nichtlinearen Regression

	χ_1	χ_2	χ_3	χ_4	χ_5	χ_6	χ_7	χ_8	χ_9
Model Code 2010	54,0	0,25	0,20	0,55	0,25	0,10	12,0	-	-
Optimiert	46,0	0,22	0,17	0,52	0,50	0,23	6,0	1,2	0,36
<i>Optimiert mit QD</i>	<i>46,0</i>	<i>0,22</i>	<i>0,17</i>	<i>0,52</i>	<i>0,50</i>	<i>0,23</i>	<i>8,5</i>	<i>1,2</i>	<i>0,35</i>
<i>Optimiert ohne QD</i>	<i>47,1</i>	<i>0,22</i>	<i>0,17</i>	<i>0,52</i>	<i>0,51</i>	<i>0,21</i>	<i>5,5</i>	-	-

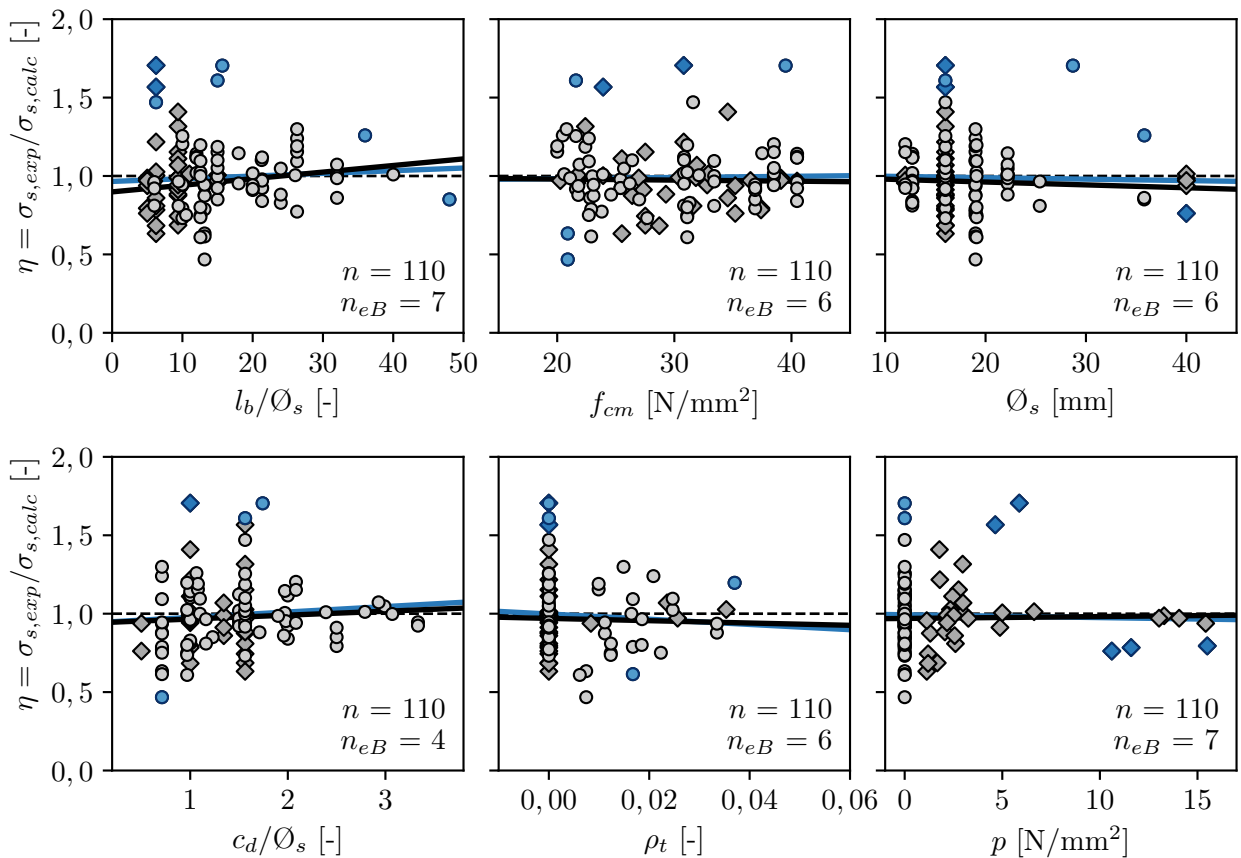
Tabelle 5.7: Statistik des optimierten Modells für Verankerungen

$\eta = \sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$	Verankerungen		mit Querdruck		ohne Querdruck	
	MC10	Optimiert	MC10	Optimiert	MC10	Optimiert
Mittelwert \bar{x}	0,99	1,00	1,16	1,00	0,91	1,00
Minimum x_{min}	0,35	0,47	0,78	0,63	0,35	0,47
Maximum x_{max}	2,02	1,71	2,02	1,71	1,57	1,67
5%-Quantil $Q_{0,05}$	0,56	0,68	0,86	0,69	0,51	0,70
Standardabw. SD	0,29	0,21	0,28	0,23	0,27	0,21
$RMSE$ [N/mm ²]	86,3	61,8	86,8	72,1	86,1	56,3
Anzahl der Tests n	110	110	35	35	75	75

MC10 = fib Model Code 2010, Optimiert = optimiertes Modell aus nichtlinearer Regression



(a) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)



(b) Einflussparameter und Trends des optimierten Modells

Abbildung 5.3: Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Verankerungen

gegenüber Verankerungen ein Vergrößerungsfaktor von $k_{is} = 1,2$ vorgesehen wird. Setzt man die mittels nichtlinearer Regressionsanalyse ermittelten Vorfaktoren χ_1 von Übergreifungsstößen und Verankerungen ins Verhältnis, so ergibt sich ebenfalls ein Faktor von 1,22 ($\chi_{1,\text{Ü}}/\chi_{1,\text{V}} = 56,2/46,0 = 1,22$). Warum eine Übergreifungs- oder Verankerungssituation zu einem mehr oder weniger großen Einfluss der Betondeckung führt, ist mechanisch nicht ohne weiteres ableitbar. Einige Autoren berichten, dass der Einfluss des Querdrucks stark von der Betondeckung abhängt (vgl. Abschn. 2.2.6 „Querdruck“). Es ist durchaus möglich, dass sich beide Parameter gegenseitig beeinflussen. Da Versuche mit Querdruck nur im Datensatz mit Verankerungen enthalten sind, ist es durchaus plausibel, dass für den Parameter Betondeckung ein unterschiedlicher Einfluss für Verankerungen ermittelt wurde.

5.3.5 Evaluierung weiterer Einflussparameter

Betonzugfestigkeit

Das Verbundtragverhalten bei Spaltversagen wird im Wesentlichen durch die Betonzugfestigkeit f_{ctm} bestimmt. Längs- oder Spaltrisse entstehen, wenn die aus den Verbundkräften resultierenden Ringzugspannungen die Betonzugfestigkeit übersteigen. Die Betondruckfestigkeit f_{cm} ist als Einflussparameter für das Verbundtragverhalten beim Spaltversagen aus rein mechanischen Überlegungen nur von untergeordneter Bedeutung. Zwischen den Parametern Betondruckfestigkeit f_{cm} und Betonzugfestigkeit f_{ctm} besteht allerdings eine ausgeprägte Korrelation. Aus Vereinfachungsgründen oder weil die Betonzugfestigkeit nicht bekannt ist, kann es daher zweckmäßig sein, die Verbundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit festzulegen. Aus mechanischer Sicht ist bei Spaltversagen jedoch die Betonzugfestigkeit der maßgebende Parameter.

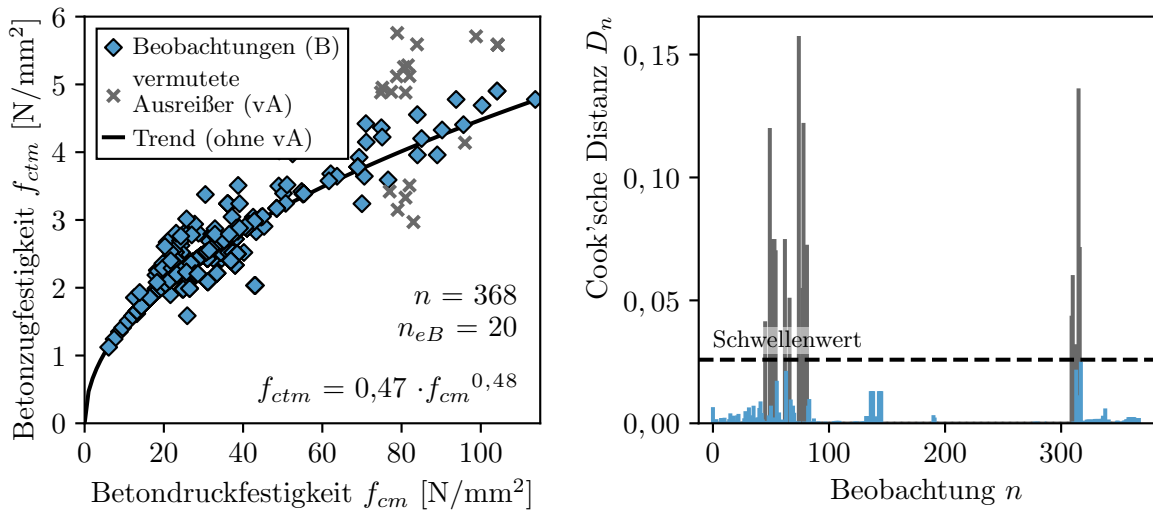
In den Datensätzen für Übergreifungsstöße und Verankerungen wurden für etwa ein Drittel der Versuche Angaben zur Betonzugfestigkeit gemacht. Dabei wurde entweder die mittlere Betonspalzugfestigkeit $f_{ctm,sp}$ oder die mittlere Biegezugfestigkeit $f_{ctm,fl}$ angegeben. Die Betonzugfestigkeit wurde nach DIN EN 1992-1-1 bzw. FprEN 1992-1-1 nach Gleichung 5.3 aus der Spaltzugfestigkeit des Betons $f_{ctm,sp}$ und nach Gleichung 5.4 aus der Biegezugfestigkeit des Betons $f_{ctm,fl}$ berechnet. Bei den Versuchen von TEPFERS war das experimentell ermittelte Verhältnis zwischen Betonzugfestigkeit und Betondruckfestigkeit angegeben [Tepfers 1973]. Es ist nicht bekannt, aus welchen Versuchen dies ermittelt wurde.

$$f_{ctm} = 0,9 \cdot f_{ctm,sp} \quad (5.3)$$

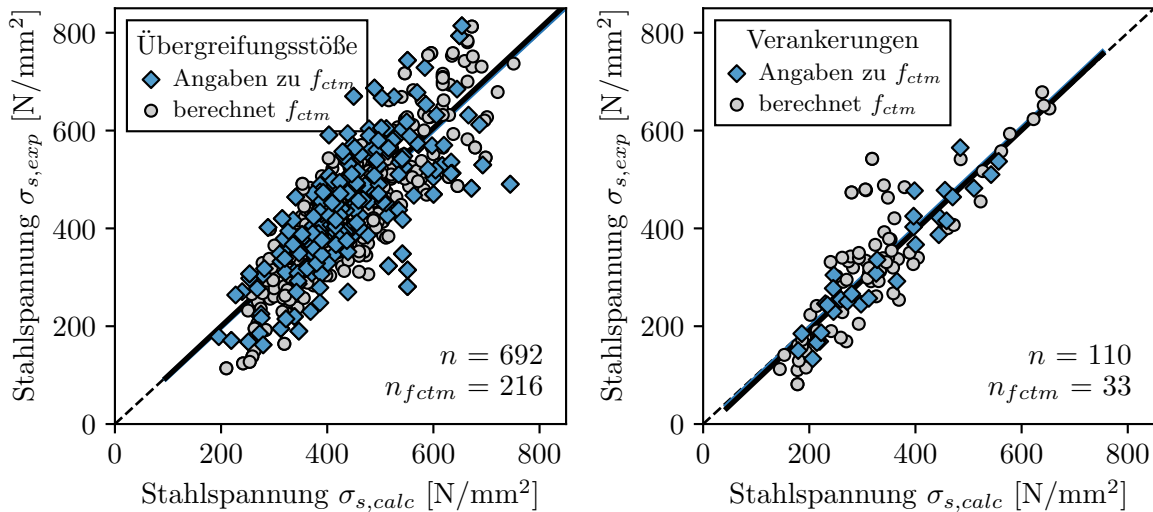
$$f_{ctm} = \frac{f_{ctm,fl}}{1,6 - h/1000} \quad \text{wobei } h = \text{Höhe des Biegebalkens in mm} \quad (5.4)$$

Abbildung 5.4 (a) zeigt die Beziehung zwischen der Betonzugfestigkeit f_{ctm} und der Betondruckfestigkeit f_{cm} der Datensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen. Die Methode der Cook'schen Distanz wurde verwendet, um zu überprüfen, welche Datenpunkte einen großen Einfluss auf die

Regression haben (Abb. 5.4 (b)). Dabei wurde festgestellt, dass lediglich Versuche aus drei Studien [Olsen 1990; Azizinamini et al. 1993; Burkhardt 2000] stark vom Trend der restlichen Stichprobe abweichen, gleichzeitig aber eine Regression überproportional beeinflussen. Eine Ursache hierfür konnte aus den veröffentlichten Untersuchungsberichten nicht ausgemacht werden. Die Datenpunkte wurden in Abbildung 5.4 (a) als mögliche Ausreißer markiert und für das Regressionsmodell zur



(a) Verhältnis der Betondruckfestigkeit zur Betonzugfestigkeit aller Beobachtungen (links) und Cook'sche Distanz D_n der Beobachtungen n (rechts)



(b) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ für Übergreifungsstöße (links) und Verankerungen (rechts)

Abbildung 5.4: Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Übergreifungsstöße und Verankerungen mit Berücksichtigung der Parameter Betondruckfestigkeit f_{cm} oder Betonzugfestigkeit f_{ctm}

Bestimmung des mittleren Zusammenhangs zwischen Betonzugfestigkeit und Betondruckfestigkeit nicht berücksichtigt. Für die nichtlineare Regressionsanalyse der Verbundtragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen wurden diese möglichen Ausreißer jedoch weiterhin mit einbezogen. Das Regressionsmodell ergibt folgenden Zusammenhang zwischen berechneter Betonzugfestigkeit f_{ctm} und Betondruckfestigkeit f_{cm} :

$$f_{ctm} = 0,46 \cdot f_{cm}^{0,49} \quad (5.5)$$

Der Zusammenhang zwischen der Betonzugfestigkeit f_{ctm} und der Betondruckfestigkeit f_{cm} ist dabei sehr ähnlich zu den experimentellen Ergebnissen, die zuvor in den Dehnkörperversuchen ermittelt wurden ($f_{ctm} = 0,54 \cdot f_{cm}^{0,44}$, siehe Abschn. 3.3.6 „Verhältnis der Betonzugfestigkeit zur Betondruckfestigkeit“).

In einer nichtlinearen Regressionsanalyse mit den Versuchsdatensätzen der Übergreifungsstöße und Verankerungen wurde der Einflussparameter Betonzugfestigkeit f_{ctm} auf das Verbundtragverhalten näher untersucht. Bei experimentellen Versuchen ohne Angabe der Betonzugfestigkeit wurde diese über den in Gleichung 5.5 ermittelten Zusammenhang aus der Betondruckfestigkeit f_{cm} berechnet. Für die nichtlineare Regressionsanalyse wurde der Modellfunktion aus Gleichung 5.2 wie folgt modifiziert:

$$\sigma_s = \chi_1 \left(\frac{f_{ctm}}{2,2} \right)^{\chi_2} \left(\frac{25}{\varnothing_s} \right)^{\chi_3} \left(\frac{l_b}{\varnothing_s} \right)^{\chi_4} \left[\left(\frac{c_{min}}{\varnothing_s} \right)^{\chi_5} \left(\frac{c_{max}}{c_{min}} \right)^{\chi_6} + \chi_7 \cdot \rho_t + \chi_8 \cdot \left(\frac{p}{10} \right)^{\chi_9} \right] \quad (5.6)$$

In Tabelle 5.8 sind die ermittelten Schätzwerte der optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_9 der nichtlinearen Regressionsanalyse für den Datensatz der Übergreifungsstöße und Verankerungen angegeben. Die nichtlineare Regressionsanalyse mit Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit ergab nur für den Modellparameter χ_2 signifikante Abweichungen. Alle anderen Modellparameter blieben weitgehend unverändert. Die Multiplikation mit dem Exponenten 0,49 aus Gleichung 5.5 (Zusammenhang zwischen Betonzugfestigkeit und Betondruckfestigkeit) ergibt jedoch näherungsweise den in der nichtlinearen Regressionsanalyse mit der Betondruckfestigkeit f_{cm} ermittelten Modellparameter χ_2^1 . Die Regressionsanalyse zeigt somit keine wesentlichen Abweichungen der Modellparameter, was vor allem darauf zurückzuführen ist, dass nur bei etwa einem Drittel der Daten tatsächlich die Betonzugfestigkeit angegeben ist und die restlichen Werte lediglich eine Umrechnung der Betondruckfestigkeit darstellen.

In Abbildung 5.4 (b) ist das Streudiagramm der mit dem optimierten Bemessungsmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ für Übergreifungsstöße und Verankerungen dargestellt. Die experimentellen Ergebnisse mit Angaben zur Betonzugfestigkeit f_{ctm} wurden hervorgehoben. Es ist zu erkennen, dass sich insbesondere bei den Verankerungsversuchen die Ergebnisse mit Angabe der Betonzugfestigkeit f_{ctm} dem Sollwert annähern und die Streuung der Ergebnisse etwas abnimmt. Diese These wird durch die Statistik in

¹Übergreifungsstöße: $\chi_2(f_{ctm}) \approx 0,49 \cdot 0,42 = 0,21$ und Verankerungen: $\chi_2(f_{cm}) \approx 0,49 \cdot 0,49 = 0,24$

Tabelle 5.8: Schätzwerte für die optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_9 aus der nichtlinearen Regressionsanalyse mit Berücksichtigung der Parameter Betondruckfestigkeit f_{cm} oder Betonzugfestigkeit f_{ctm}

Optimiertes Modell	χ_1	χ_2	χ_3	χ_4	χ_5	χ_6	χ_7	χ_8	χ_9
Übergreifungsstöße $(f_{cm}/25)^{\chi_2}$	56,2	0,22	0,15	0,54	0,28	0,09	10,1	-	-
Übergreifungsstöße $(f_{ctm}/2,2)^{\chi_2}$	55,6	0,42	0,16	0,54	0,28	0,08	10,4	-	-
Verankerungen $(f_{cm}/25)^{\chi_2}$	46,0	0,22	0,17	0,52	0,50	0,23	6,0	1,2	0,36
Verankerungen $(f_{ctm}/2,2)^{\chi_2}$	46,7	0,49	0,17	0,52	0,50	0,23	7,0	1,1	0,37

Tabelle 5.9: Statistik des optimierten Modells für Übergreifungsstöße und Verankerungen mit Berücksichtigung der Parameter Betondruckfestigkeit f_{cm} oder Betonzugfestigkeit f_{ctm}

$\eta = \sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$	Übergreifungsstöße (optimiert)				Verankerungen (optimiert)			
	$f_{cm}^{1)}$	$f_{ctm}^{1)}$	$f_{cm}^{2)}$	$f_{ctm}^{2)}$	$f_{cm}^{1)}$	$f_{ctm}^{1)}$	$f_{cm}^{2)}$	$f_{ctm}^{2)}$
Mittelwert \bar{x}	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Minimum x_{min}	0,49	0,50	0,51	0,51	0,45	0,46	0,72	0,84
Maximum x_{max}	1,50	1,49	1,46	1,48	1,79	1,70	1,29	1,18
5%-Quantil $Q_{0,05}$	0,73	0,73	0,63	0,64	0,68	0,68	0,83	0,87
Standardabw. SD	0,15	0,15	0,18	0,18	0,22	0,21	0,12	0,09
$RMSE$ [N/mm ²]	68,6	68,5	80,8	79,9	62,2	61,1	31,6	26,4
Anzahl der Tests n	692	692	216	216	110	110	33	30

¹⁾ gefilterter Subdatensatz (gesamt), ²⁾ gefilterter Subdatensatz mit Angaben zu f_{ctm}

Tabelle 5.9 gestützt, wonach die Standardabweichungen beider Subdatensätze für die Beobachtungen abnehmen, bei denen die Betonzugfestigkeit f_{ctm} angegeben wurden. Es ist jedoch zu betonen, dass die Unterschiede nur im niedrigen Prozentbereich liegen und dass auch bei Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit keine allzu große Verbesserung des Bemessungsmodells eintritt. Die Beschreibung über die Betondruckfestigkeit führt ebenfalls zu relativ zutreffenden Ergebnissen. Allein aus Gründen der mechanischen Stringenz und Nachvollziehbarkeit ist jedoch die Betonzugfestigkeit f_{ctm} für die Bemessung der Verbundtragfähigkeit in jedem Fall vorzuziehen, da eine Verknüpfung der Verbundtragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen bei Spaltversagen mit der Betondruckfestigkeit mechanisch unbegründet und sachlich unzutreffend ist.

Verbundbedingungen und Stablage im Bauteil

Der Einfluss der Lage beim Betonieren („Lageeffekt“, engl. *top-cast-effect*) wurde bereits in einer Vielzahl von Studien untersucht (vgl. Abschn. 2.2.5 „Stablage beim Betonieren“). Die Sedimentation des Frischbetons führt zu Fehlstellen unter den waagrecht liegenden Bewehrungsstäben und

gleichzeitig zu einer Verringerung des w/z -Wertes. Dies führt zu einer Abnahme der Betonfestigkeit in den obersten Schichten des Betonbauteils. Entscheidend für die Ausprägung des Sedimentationsverhaltens sind der Abstand zum Schalungsboden sowie betontechnologische Aspekte wie z. B. die Konsistenz oder Verwendung von Stabilisatoren. In verschiedenen Untersuchungen wurde festgestellt, dass der Einfluss mäßiger Verbundbedingungen, wie bei anderen Einflussparametern auch, stark von der Probekörperform bzw. dem betrachteten Verbundversagen abhängt. Während beim Ausziehversagen ein sehr großer Effekt der Stablage festgestellt wurde, war dieser bei Balkenversuchen mit Spaltversagen deutlich geringer. Der Kennwert TCR (engl. *top cast ratio*) definiert das Verhältnis der Verbundfestigkeit der Betonstahlbewehrung in der oberen Lage des Betonbauteils zur Verbundfestigkeit der Betonstahlbewehrung in der unteren Lage. In den normativen Bemessungsmodellen wird ein TCR-Wert zwischen 0,70 und 0,83 angegeben [DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 1990; ACI 318-19; FprEN 1992-1-1]. Die Abgrenzung zwischen guten und mäßigen Verbundbedingungen basiert auf einer fallweisen Unterscheidung, ob der Bewehrungsstab oberhalb oder unterhalb eines Grenzwertes (je nach Regelwerk zwischen 250 bis 305 mm) angeordnet ist.

Nachfolgend wird der TCR-Wert anhand des experimentellen Datensatzes für gute und mäßige Verbundbedingungen überprüft. Der Datensatz enthält 50 Angaben zum TCR-Wert von Versuchen mit mäßigen und guten Verbundbedingungen (100 Versuche) mit einer Betondruckfestigkeit zwischen $f_{cm} = 20$ bis 115 N/mm^2 , einem Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16$ bis 36 mm , einer bezogenen Verbundlänge von $l_b/\varnothing_s = 10$ bis 40 und verschiedenen Höhenlagen über dem Schalungsboden h_{Boden} . Zur Ermittlung des TCR-Wertes wird jeweils die Versagenslast eines Versuchs mit Verbundversagen der oberen Stablage (angenommene mäßige Verbundbedingungen) ins Verhältnis zur Versagenslast eines Versuchs mit Verbundversagen der unteren Stablage (gute Verbundbedingungen) bei ansonsten gleicher Konfiguration (Betonfestigkeitsklasse, Stabdurchmesser, Verbundlänge usw.) gesetzt. KAKU ET AL. untersuchten Balkenversuche mit Endverankerungen [Kaku et al. 1992]. Alle anderen Autoren

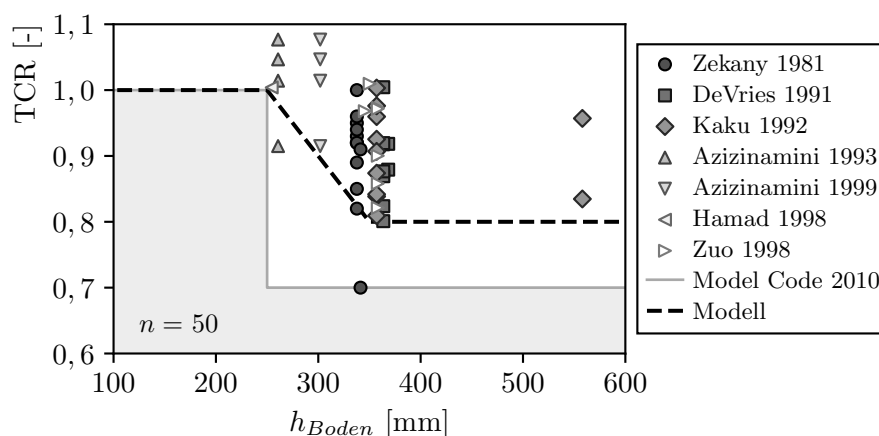


Abbildung 5.5: Einfluss der Lage über dem Schalungsboden auf die Verbundfestigkeit (TCR-Wert); Messdaten aus [Zekany et al. 1981; DeVries et al. 1991; Kaku et al. 1992; Azizinamini et al. 1993, 1999; Hamad u. Itani 1998; Zuo u. Darwin 1998]

untersuchten Übergreifungsstoßversuche an Biegebalken. Die TCR-Werte der Untersuchungen sind in Abbildung 5.5 in Abhängigkeit der Höhe über dem Schalungsboden h_{Boden} dargestellt.

Eine fallweise Unterscheidung zwischen guten und mäßigen Verbundbedingungen erscheint wenig sinnvoll, wenn, wie die meisten Untersuchungen zeigen, die Höhe über Schalungsboden der entscheidende Faktor ist. Vielmehr wird ein linearer Übergang zwischen den Grenzen für gute und mäßige Verbundbedingungen empfohlen. Die Festlegung orientiert sich an den unteren Grenzwerten der in Abbildung 5.5 dargestellten Versuchsergebnisse. Daraus abgeleitet wird die folgende Festlegung eines Abminderungsfaktors λ_{bond} für mäßige Verbundbedingungen in Abhängigkeit der Stablage über dem Schalungsboden h_{Boden} empfohlen:

$$\lambda_{\text{bond}} = 1,5 - 2 \cdot \frac{h_{\text{Boden}}}{1000}, \quad \text{mit } h_{\text{Boden}} [\text{mm}] \quad (5.7)$$

mit $1,0 \geq \lambda_{\text{bond}} \geq 0,80$

Der Abminderungsfaktor λ_{bond} gilt für normalfeste Betone ($20 \text{ N/mm}^2 \leq f_{\text{cm}} \leq 100 \text{ N/mm}^2$) ohne Verwendung von Stabilisatoren mit üblicher Sedimentationsstabilität und Konsistenz. Der Abminderungsfaktor gilt nicht für Recyclingbeton.

5.4 Zusammenfassung und Folgerungen

Die vorgestellte Datenbankauswertung ermöglicht es, mit Hilfe der nichtlinearen Regressionsanalyse die Beziehungen zwischen den für das Verbundtragverhalten bei Spaltversagen relevanten Einflussgrößen zu analysieren und die Einflussparameter mathematisch zu beschreiben. Auf Basis der Auswertungen können folgende zusammenfassende Aussagen getroffen werden, die als Grundlage für die weitere Arbeit dienen:

- Das Bemessungsmodell aus fib Model Code 2010 zeigt im Allgemeinen die beste Übereinstimmung mit den Ergebnissen der experimentellen Datensätze. Das Bemessungsmodell aus FprEN 1992-1-1 ist in den wesentlichen Punkten sehr ähnlich und weicht nur geringfügig vom Bemessungsmodell aus fib Model Code 2010 ab. Das Modell aus DIN EN 1992-1-1 zeigt die schlechteste Übereinstimmung mit den experimentellen Datensätzen, insbesondere weil die Verbundlänge als Parameter nicht berücksichtigt wird.
- Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass mit dem derzeitigen Bemessungsansatz in fib Model Code 2010 das Verbundverhalten bei Spaltversagen von Übergreifungsstößen mit und ohne Querbewehrung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit auf Mittelwertniveau durchaus zuverlässig prognostiziert werden kann. Die mittels nichtlinearer Regressionsanalyse optimierten Modellparameter weichen nur geringfügig vom Ansatz in fib Model Code 2010 ab. Für Verankerungen mit Querdruck führt der derzeitige Bemessungsansatz zu etwas konservativen Ergebnissen. Hier konnte durch die Regressionsanalyse eine Verbesserung erzielt werden. Das

Modell dient als gute Grundlage für den Bemessungsansatz im neuen Entwurf der 2. Generation des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1].

- Auf Basis der nichtlinearen Regressionsanalyse der experimentellen Datensätze erscheint eine grundsätzliche Gleichbehandlung der Modellparameter für Übergreifungsstöße und Verankerungen sinnvoll, da nur geringe Unterschiede in den optimalen Modellparametern festgestellt wurden. Für Übergreifungsstöße sollte jedoch ein Vergrößerungsfaktor von $k_{ls} = 1,2$ vorgesehen werden.
- Aus Gründen der mechanischen Stringenz und Nachvollziehbarkeit ist für die Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen bei Spaltversagen die Betonzugfestigkeit f_{ctm} zu verwenden, auch wenn diese aus der Betondruckfestigkeit f_{cm} ermittelt wurde. Eine Verknüpfung der Verbundtragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen bei Spaltversagen mit der Betondruckfestigkeit ist mechanisch unbegründet und sachlich unzutreffend.
- Eine fallweise Unterscheidung zwischen guten und mäßigen Verbundbedingungen erscheint nicht sinnvoll. Vielmehr wird ein linearer Übergang zwischen den Grenzwerten für gute und mäßige Verbundbedingungen vorgeschlagen. Auf der Grundlage eines Versuchsdatensatzes mit Balkenversuchen an Übergreifungsstößen und Verankerungen wurde ein Abminderungsfaktor λ_{bond} für mäßige Verbundbedingungen in Abhängigkeit von der Lage der Stäbe über dem Schalungsboden abgeleitet.

Kapitel 6

Erweiterung des Verbundmodells auf Grundlage der Versuchsdatenbank

6.1 Multivariate Modellanpassung

Zur Erweiterung des Verbundmodells wird das in Kapitel 4 beschriebene Verbundmodell an die experimentellen Datensätze aus Kapitel 5 angepasst und um die bisher nicht oder nur unzureichend untersuchten Parameter Querbewehrung und Querdruck ergänzt. Dazu wird die messtechnisch ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung so angepasst, dass die Berechnungsergebnisse eine optimale Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Versuchsdatensätze liefern. Da die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch verschiedene abhängige und unabhängige Variablen beschrieben wird, spricht man von einer multivariaten Modellanpassung.

Die Übergreifungsstöße und Verankerungen werden analytisch modelliert. Dabei wird die Methode der schrittweisen numerischen Integration verwendet und der Schlupf am belasteten Stabende in mehreren Rechenschritten $\Delta s_{u,i}$ iterativ bis zum Maximalwert der berechneten Kraftübertragung erhöht (vgl. Abschn. 4.2.2 „Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben“). Insbesondere bei Übergreifungsstößen treten bereits im Gebrauchszustand mehrere Querrisse entlang der übergreifenden Stäbe auf. Vor jedem Riss wird eine Störzone mit lokal reduziertem Verbundtragverhalten angenommen. Die Implementierung des lokalen Verbundtragverhaltens in das bestehende Verbundmodell erfolgte auf Basis experimenteller Untersuchungen an Dehnkörperversuchen und wurde in Abschnitt 4.1.4 beschrieben. Zur Abschätzung der Lasteinleitungslänge l_t , die erforderlich ist, um den Betonquerschnitt zum Reißen zu bringen, wird der Zuggurt des Balkens durch einen zentrisch beanspruchten Zugstab mit der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{c,ef}$ angenähert (siehe Abschn. 2.3.2). Ein Riss entsteht, wenn die durch Verbund eingeleitete Zugkraft F_b die vom Beton aufnehmbare Zugkraft F_{cr} übersteigt. Die Lasteinleitungslänge l_t wird durch numerische Integration der lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung berechnet. Die Betondehnungen werden als inverse Stahldehnungsverteilung in idealisierter Form angenommen, wie in Abschn. 3.3.5 „Datenverarbeitung“ dargestellt. Nach den theoretischen Überlegungen in Abschnitt 2.3.2 liegt der mehr oder weniger zufällige, tatsächliche Rissabstand im Bereich zwischen der einfachen und doppelten Lasteinleitungslänge l_t ($s_{r,min} = l_t \leq s_r \leq s_{r,max} = 2 \cdot l_t$). Für die Abschätzung der Anzahl der Primärrisse wird als mittlerer Rissabstand $s_{r,m}$ das 1,5-fache der Lasteinleitungslänge l_t bzw. des minimalen Rissabstands $s_{r,min}$

angenommen ($s_{r,m} = 1,5 \cdot s_{r,min}$). Vereinfachend wird von einer gleichmäßigen Verteilung der Risse über die Verbundlänge ausgegangen.

Bei der multivariaten Modellanpassung werden die ursprünglichen Modellparameter des Verbundmodells aus Kapitel 4 durch Optimierung an die Datensätze mit Übergreifungsstößen und Verankerungen angepasst. Die Modellparameter ψ_1 , ψ_4 und ψ_5 werden zusätzlich um die Einflussparameter

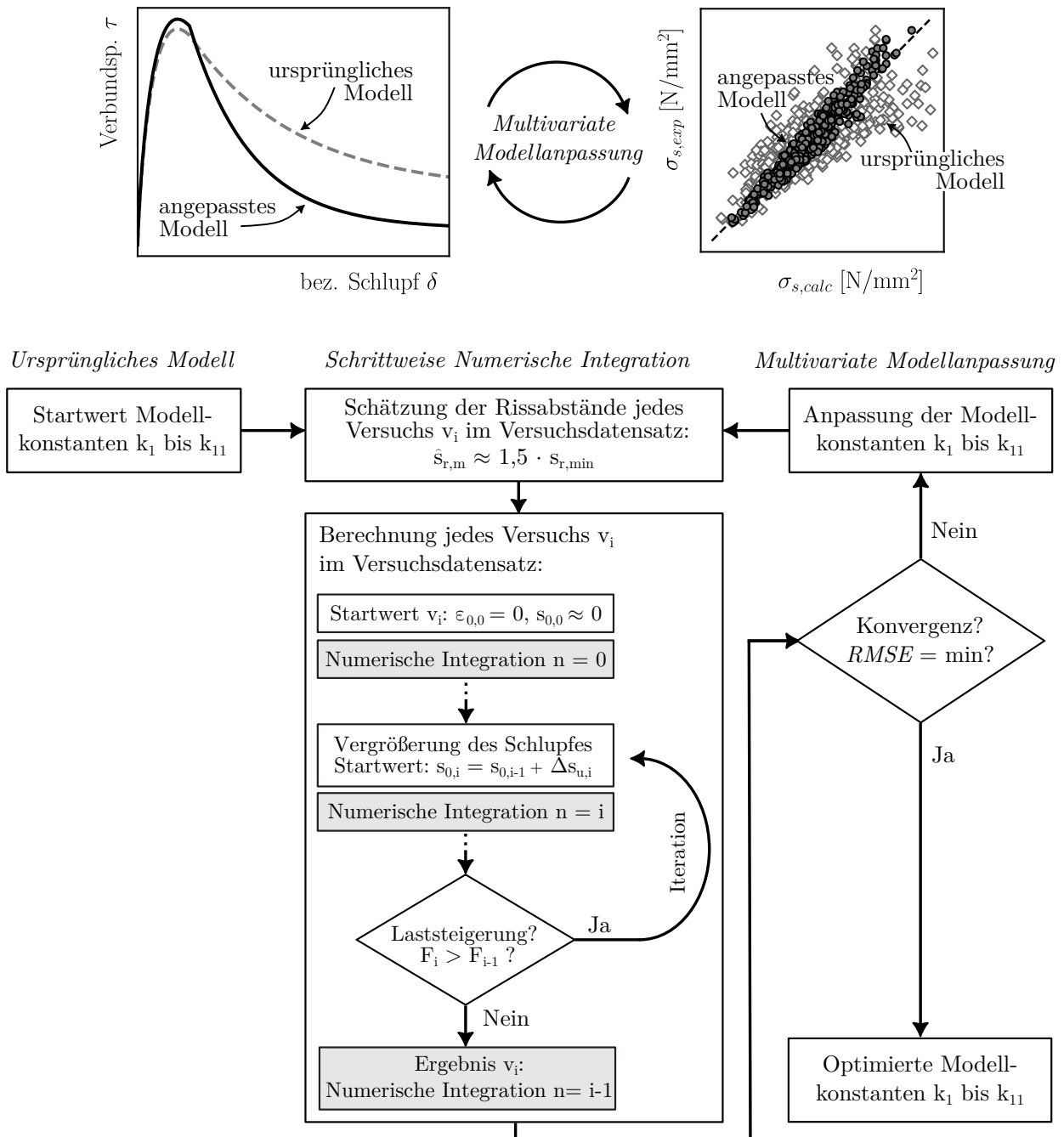


Abbildung 6.1: Ablaufschema der multivariaten Modellanpassung mit Berechnung von Übergreifungsstößen und Verankerungen mittels schrittweiser numerischer Integration der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Querbewehrungsgrad ρ_t und Querdruck p erweitert (vgl. Abschn. 4.1). Die Konstanten k_1 bis k_{11} beschreiben die Modellparameter ψ_1 , ψ_4 und ψ_5 der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Abhängigkeit von der Betonzugfestigkeit f_{ctm} , dem Stabdurchmesser \varnothing_s , dem Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s , dem Querbewehrungsgrad ρ_t und dem Querdruck p :

$$\psi_1 = k_1 \cdot \left(\left(\frac{f_{ctm}}{2} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{20}{\varnothing_s} \right)^{k_3} \cdot \left(\frac{c_d}{\varnothing_s} \right)^{k_4} + k_5 \cdot \rho_t + k_6 \cdot p^{k_7} \right) \quad (6.1)$$

$$\psi_4 = k_8 \cdot \tau_1 + k_9 \cdot \rho_t^{k_{10}} \quad (6.2)$$

$$\psi_5 = k_{11} \cdot \tau_1 \quad (6.3)$$

Die Konstanten k_1 bis k_{11} werden so bestimmt, dass die *mittlere residuale Abweichung RMSE*, d. h. die Wurzel der mittleren quadrierten Abweichungen zwischen den in den Datensätzen angegebenen experimentell bestimmten Stahlspannungen beim Verbundversagen $\sigma_{s,exp}$ (Beobachtungswerte y_i) und den mit dem Verbundmodell berechneten Stahlspannungen beim Verbundversagen $\sigma_{s,calc}$ (Schätzwerte \hat{y}_i), minimiert werden. Die Optimierung erfolgt analog zu Abschnitt 4.1.2 (siehe Gl. 4.11). Zur iterativen Lösung des Minimierungsproblems wird ebenfalls der *SLSQP-Solver* eingesetzt [Kraft 1988]. Abbildung 6.1 zeigt das Ablaufschema der multivariaten Modellanpassung. Dabei wird die ursprüngliche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung schrittweise an die Versuchsdatensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen angepasst, bis eine größtmögliche Übereinstimmung erreicht wird.

6.2 Aufbau des erweiterten Verbundmodells

6.2.1 Allgemeines

Zur Beschreibung des Verbundmodells werden analog zum Modell aus Kapitel 4 zwei einhüllende Formfunktionen gewählt. Die erste Hüllkurve (Gl. 4.1, Abschn. 4.1.1) beschreibt den aufsteigenden Ast bis zum Beginn des Spaltversagens und die zweite Hüllkurve (Gl. 4.2, Abschn. 4.1.1) beschreibt den absteigenden Ast bzw. das Nachbruchverhalten. Im Verbundmodell wird der Schlupf auf den Stabdurchmesser \varnothing_s (Gl. 4.3, Abschn. 4.1.1) bezogen.

Die Modellparameter ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 , ψ_4 und ψ_5 werden in Abhängigkeit von den Einflussgrößen Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s und Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s , Querbewehrungsgrad ρ_t und Querdruck p aus den Datensätzen mit Übergreifungsstößen und mit Verankerungen ermittelt. Bei der Beschreibung der Modellparameter wird zwischen Übergreifungsstößen und Verankerungen unterschieden. Für Übergreifungsstöße sind keine Versuche mit Querdruck im Datensatz enthalten.

6.2.2 Übergreifungsstöße

Die multivariate Modellanpassung mit dem gefilterten Datensatz für Übergreifungsstöße ergibt für den aufsteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (Hüllkurve 1, siehe Abb. 4.1) für die Einflussparameter Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s und Stabdurchmesser \varnothing_s nur sehr geringe Unterschiede zum bestehenden Modell aus Kapitel 4. Dagegen wird das Verbundmodell um den Einfluss der Querbewehrung (Querbewehrungsgrad ρ_t) erweitert. Bei den durchgeführten Dehnkörperversuchen (Abschn. 3.3.6) hatte die Querbewehrung keinen wesentlichen Einfluss auf die Verbundtragwirkung. Für Balkenversuche wird dagegen in der Literatur ein Einfluss beschrieben (Abschn. 3.3.6), der auch in der Datenbankanalyse festgestellt werden konnte (Abschn. 5.3.3). Auf Basis der Datensätze mit Übergreifungsstößen ergibt sich zudem ein anderes Nachbruchverhalten bzw. ein steiler abfallender Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (Hüllkurve 2, siehe Abb. 4.1). Eine vorhandene Querbewehrung führt dagegen zu einem etwas flacheren absteigenden Ast, was sich insgesamt günstig auf das Tragverhalten auswirkt.

Die Hüllkurve 1 wird durch die Modellkonstanten ψ_1 , ψ_2 und ψ_3 und die Hüllkurve 2 durch die Modellkonstanten ψ_4 und ψ_5 beschrieben. In Abhängigkeit der Einflussparameter Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s , Stabdurchmesser \varnothing_s und Querbewehrungsgrad ρ_t resultiert aus der multivariaten Modellanpassung folgende Formulierung:

$$\psi_1 = 30 \cdot \left[\left(\frac{f_{ctm}}{2} \right)^{3,06} \cdot \left(\frac{20}{\varnothing_s} \right)^{0,17} \cdot \left(\frac{c_d}{\varnothing_s} \right)^{0,21} + 11,6 \cdot \rho_t \right] \quad (6.4)$$

$$\psi_2 = 0,8 \quad (6.5)$$

$$\psi_3 = 0,64 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{2} \right)^{2,28} \quad (6.6)$$

$$\psi_4 = 0,07 \cdot \tau_1 + 15,4 \cdot \rho_t^{0,44} \quad (6.7)$$

$$\psi_5 = 0,66 \cdot \tau_1 \quad (6.8)$$

Wenn die Betonzugfestigkeit nicht bekannt ist, kann diese näherungsweise nach Gleichung 5.5, Abschnitt 5.3.5 aus der Betondruckfestigkeit abgeschätzt werden ($f_{ctm} \approx 0,46 \cdot f_{cm}^{0,49}$). Der Querbewehrungsgrad ρ_t wird in Anlehnung an fib Model Code 2010 wie folgt berechnet:

$$\rho_t = \frac{n_t \cdot \pi \cdot \varnothing_t^2}{4 \cdot n_b \cdot \varnothing_s \cdot s_t} \quad (6.9)$$

Abbildung 6.2 zeigt die Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei Variation der Einflussparameter Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s und Querbewehrungsgrad ρ_t . Eine Änderung der Betonzugfestigkeit f_{ctm} führt zu einer Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in vertikaler und horizontaler

Richtung (Abb. 6.2 (a)). Die Parameter Stabdurchmesser \varnothing_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s und Querbewehrungsgrad ρ_t verzerren die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in vertikaler Richtung (Abb. 6.2 (b), (c) und (d)), wobei der Schlupf δ auf den Stabdurchmesser bezogen ist. Der Einflussparameter Querbewehrungsgrad ρ_t verschiebt den absteigenden Ast zusätzlich in vertikaler Richtung.

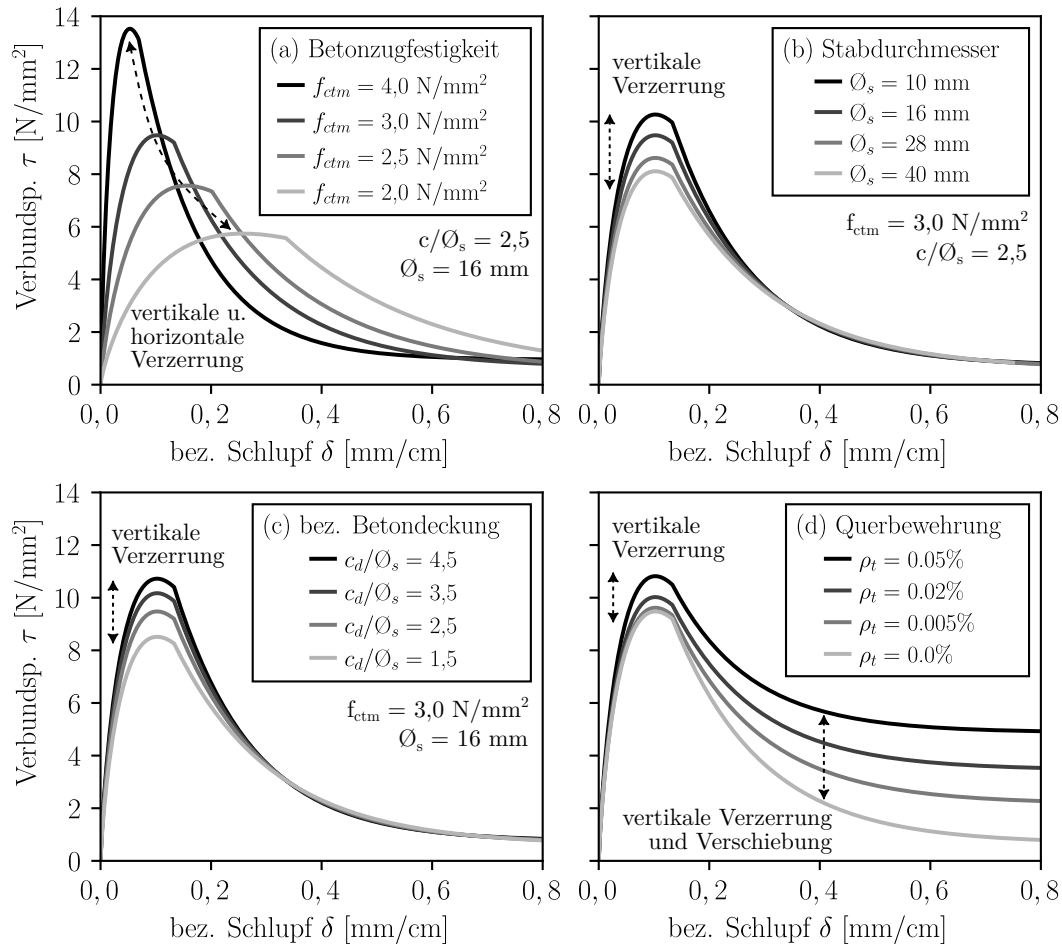


Abbildung 6.2: Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch die Einflussparameter (a) Betonzugfestigkeit f_{ctm} , (b) Stabdurchmesser \varnothing_s , (c) bezogene Betondeckung c/\varnothing_s und (d) Querbewehrungsgrad ρ_t für Übergreifungsstöße

6.2.3 Verankerungen

Die multivariate Modellanpassung mit dem gefilterten Datensatz mit Verankerungen ergibt gegenüber Übergreifungsstößen für die Einflussparameter Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s und Querbewehrungsgrad ρ_t übereinstimmende Modellkonstanten k_1 , k_2 , k_5 sowie k_8 bis k_{11} zur Beschreibung der Modellparameter ψ_1 bis ψ_5 . Sie wurden daher identisch zu den Modellkonstanten für Übergreifungsstöße in Gleichung 6.4 bis 6.8 gewählt. Lediglich für den Einflussparameter Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s (Modellkonstante k_3) ist ein abweichender Einfluss festzustellen.

Dieser Umstand wurde bereits bei der Datenbankanalyse in Kapitel 5 festgestellt und ist auf eine mögliche Interaktion mit dem Parameter Querdruck zurückzuführen. Als weiterer wichtiger Einfluss wurde das Modell um den Parameter Querdruck p erweitert (Modellkonstanten k_6 und k_7). Im Modell für Verankerungen wird der Modellparameter ψ_1 nach Gleichung 6.10 beschrieben. Die Modellparameter ψ_2 bis ψ_5 sind identisch zu den Modellparametern für Übergreifungsstöße definiert (siehe Gl. 6.5 bis Gl. 6.8). Die kann näherungsweise nach Gleichung 5.5, Abschnitt 5.3.5 aus der Betondruckfestigkeit abgeschätzt werden ($f_{ctm} \approx 0,46 \cdot f_{cm}^{0,49}$).

$$\psi_1 = 30 \cdot \left[\left(\frac{f_{ctm}}{2} \right)^{3,06} \cdot \left(\frac{20}{\varnothing_s} \right)^{0,17} \cdot \left(\frac{c_d}{\varnothing_s} \right)^{0,51} + 11,6 \cdot \rho_t + 1,1 \cdot p^{0,62} \right] \quad (6.10)$$

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird bei Variation der Einflussparameter Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s und Querbewehrungsgrad ρ_t analog zu den Übergreifungsstößen verzerrt (Abb. 6.2, Abschn. 6.2.2). Abbildung 6.3 zeigt die Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei Variation der Einflussparameter Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s und Querdruck p des Verbundmodells für Verankerungen. Beide Parameter verzerrten den aufsteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in vertikaler Richtung.

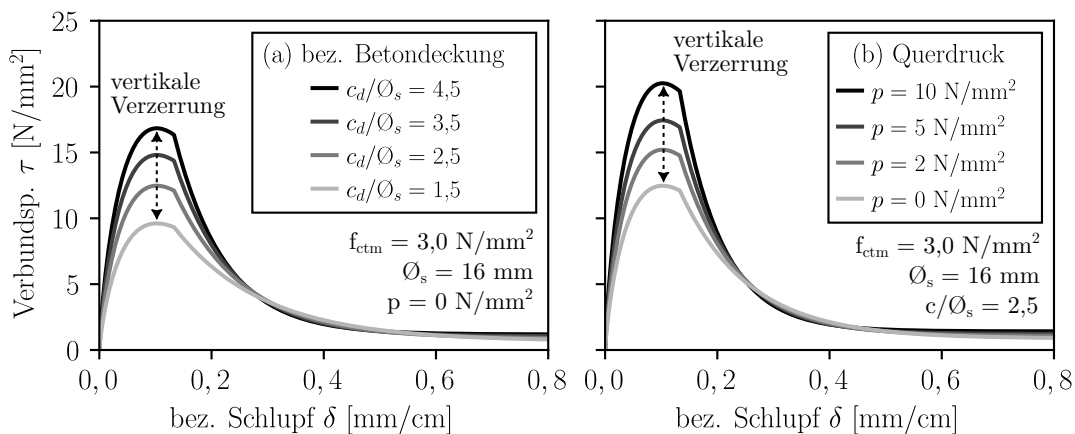


Abbildung 6.3: Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch die Einflussparameter (a) bezogene Betondeckung c/\varnothing_s und (b) Querdruck p für Verankerungen

6.2.4 Rissbildung und lokales Verbundverhalten

Bereits im Gebrauchszustand treten bei Übergreifungsstößen und Verankerungen Risse quer zu den übergreifenden bzw. verankerten Stäben auf. Diese Querrisse stören die Verbundübertragung durch eine lokal verminderte Kraftübertragung („lokales Verbundverhalten“, vgl. Abschn. 4.1.4). Im Rahmen eines gemeinsamen Forschungsvorhabens mit der RWTH Aachen University wurde die Rissbildung u. a. bei Versuchen an Übergreifungsstößen und Verankerungen mit einem photogrammetrischen Verfahren i. V. m. digitaler Bildkorrelation (DIC) genau untersucht [Hegger et al. 2022]. Das Rissbild eines beispielhaften Übergreifungsstoßversuchs kurz vor dem Verbundversagen ist in Abbildung 6.4 (a)

dargestellt (Versuch B4 [Hegger et al. 2022]: C30/37, Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16$ mm, Nennwert der Betondeckung $c_d/\varnothing_s = 1,5$, Übergreifungslänge $l_0 = 25 \varnothing_s$). Entlang des Übergreifungsstoßes bildeten sich bereits bei geringer Belastung die ersten Biegerisse an den Stoßenden (Riss ①), da hier ein Steifigkeitssprung und eine Querschnittsschwächung vorliegen. Bei weiterer Lastzunahme entwickelten sich weitere Biegerisse entlang des Stoßbereichs (Riss ②), die senkrecht zu den Übergreifungsstößen verliefen. Ausgehend von den Querrissen bildeten sich entlang der Übergreifungsstöße Längsrisse (sog. Spaltrisse), die sich bis zum Erreichen der maximalen Verbundtragfähigkeit über die gesamte Stoßlänge ausbreiteten (Riss ③). Die beschriebene zeitliche Entwicklung von Spalt- und Querrissen konnte bei allen Übergreifungsstoßversuchen beobachtet werden [Hegger et al. 2022].

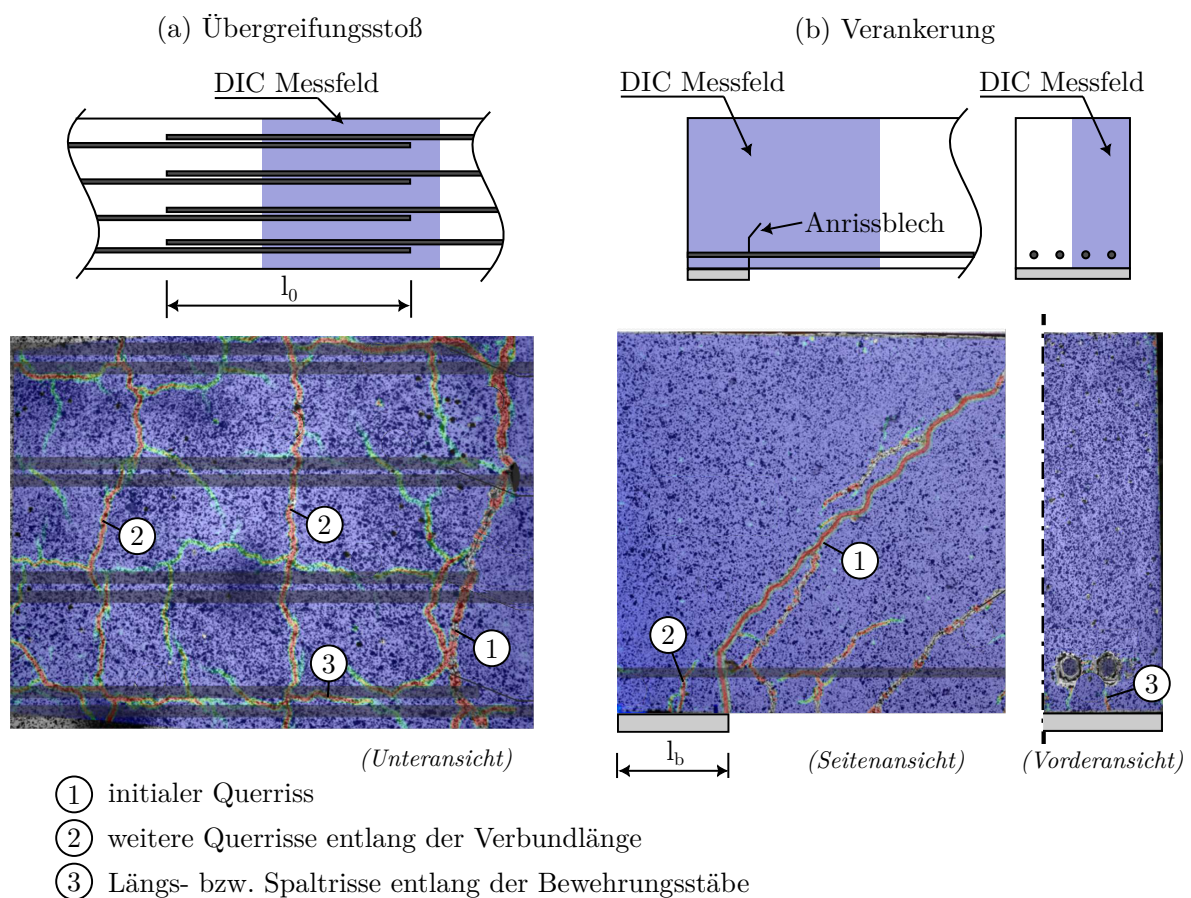


Abbildung 6.4: Rissbildung bei (a) Übergreifungsstößen und (b) Endverankerungen (entnommen und modifiziert aus [Hegger et al. 2022])

Bei Verankerungen im Feldbereich oder bei gestaffelter Bewehrung machten verschiedenen Autoren sehr ähnliche Beobachtungen: FERGUSON UND THOMPSON oder HEGGER ET AL. berichten in ihren Untersuchungen, dass unter Gebrauchslast zunächst zu Beginn der Verankerungslänge Risse quer zur Stabachse auftraten [Ferguson u. Thompson 1962; Hegger et al. 2022]. Aus diesen Querrissen entwickelten sich entlang der verankerten Stäbe Spaltrisse, die sich mit zunehmender Belastung über die gesamte Verankerungslänge ausbreiteten. Je nach Länge der Verankerung bildeten sich

weitere Querrisse, die sich entweder über die gesamte Zugzone des Balkens zu einem vollwertigen Biegeriss entwickelten oder in ihrer Ausbreitung begrenzt blieben.

Auch bei Verankerungen am Endauflager kann es trotz Querpressung zur Ausbildung solcher Spalt- und Querrisse kommen. Dies zeigen ebenfalls die Untersuchungen von HEGGER ET AL. mit digitaler Bildkorrelation. Abbildung 6.4 (b) zeigt beispielhaft eine Endverankerung am Endauflager kurz vor dem Verbundversagen (Versuch B1-2 [Hegger et al. 2022]: C30/37, Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16$ mm, Betondeckung $c/\varnothing_s = 1,5$, Verankerungslänge $l_b = 4\varnothing_s$). Die Verankerungslänge wurde durch einen Biegeschubriss am Auflagerrand begrenzt (Riss ①). Bei weiterer Laststeigerung bildete sich in der Mitte der Verankerungslänge ein zusätzlicher Querriss (Riss ②), der in den Biegeschubriss überging. Aufgrund der günstig wirkenden Querpressung im Auflagerbereich traten Längsrisse (Riss ③) erst unmittelbar vor dem Versagen der Verankerung an der Stirnseite des Versuchskörpers auf.

Für die Bestimmung der Verbundtragfähigkeit ist die korrekte Erfassung von Rissen entlang von Übergreifungsstößen und Verankerungen von zentraler Bedeutung, da vor diesen Rissen ein lokales Verbundtragverhalten wirkt. Mittels faseroptischer Dehnungsmessung konnte das lokale Verbundverhalten quantifiziert werden (vgl. Kapitel 3). Aus den experimentellen Untersuchungen wurde ein Abminderungsfaktor λ_{lokal} ermittelt, der die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung entsprechend den lokalen Einflüssen abmindert. Die Berechnung von λ_{lokal} erfolgt nach Gleichung 4.12 und 4.13 in Abschnitt 4.1.4. Die Rissabstände können anhand der Lasteinleitungslänge l_t abgeschätzt werden, die mit Hilfe der schrittweisen, numerischen Integration der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung berechnet wird. Die Betondehnungen werden als inverse Stahldehnungsverteilung in idealisierter Form berücksichtigt (vgl. Abschn. 3.3.5 „Datenverarbeitung“). Ein Riss entsteht, wenn die vom Verbund eingeleitete Zugkraft F_b die vom Beton aufnehmbare Zugkraft F_{cr} übersteigt. Zur Vereinfachung wird der Zuggurt eines Balkens wie in den Modellen [DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1] durch einen zentrisch beanspruchten Zugstab mit der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{c,ef}$ angenähert (siehe Abschn. 2.3.2). Da die Rissbildung aufgrund von Inhomogenitäten und Materialstreuungen großen Ungenauigkeiten unterliegt, können die Rissabstände und die Rissverteilung nur geschätzt werden. Gute Ergebnisse wurden mit einem mittleren Rissabstand $s_{r,m}$ vom 1,7-fachen der Lasteinleitungslänge l_t erzielt. Der tatsächliche Rissabstand kann jedoch variieren und liegt mehr oder weniger zufällig zwischen der einfachen und der doppelten Lasteinleitungslänge l_t .

6.2.5 Verbundbedingungen

Die Berücksichtigung der Verbundbedingungen erfolgt auf der Grundlage eines Versuchsdatensatzes mit Versuchen von Übergreifungsstößen und Verankerungen in unterschiedlichen Höhenlagen über dem Schalungsboden. Aus den Versuchsergebnissen wurde in Abschnitt 5.3.5 ein abschnittsweiser Abminderungsfaktor λ_{bond} definiert, der die Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der Höhe über dem Schalungsboden um bis zu 20 % reduziert. Der Abminderungsfaktor λ_{bond} wird nach Gleichung 5.7, Abschnitt 5.3.5 berechnet.

6.3 Ergebnis der multivariaten Modellanpassung

6.3.1 Übergreifungsstöße

Mit dem erweiterten Verbundmodell aus Abschnitt 6.2.2 wird der experimentelle Datensatz mit Übergreifungsstößen aus Kapitel 5 nachgerechnet. Tabelle 6.1 zeigt die Statistik der Berechnungen. Das Stahlspannungsverhältnis η gibt die Übereinstimmung zwischen den experimentellen Daten $\sigma_{s,\text{exp}}$ und den berechneten Werten $\sigma_{s,\text{calc}}$ an. Werte $\eta < 1,0$ bedeuten, dass das Ergebnis auf der unsicheren Seite liegt. Werte $\eta > 1,0$ deuten auf ein konservatives Ergebnis mit entsprechenden Sicherheitsreserven hin. Bei einem angenommenen mittleren Rissabstand $\hat{s}_{r,m}$ vom 1,7-fachen der Lasteinleitungslänge l_t ergibt sich aus der Berechnung und den experimentell ermittelten Daten eine Standardabweichung von 19%. Da die Rissbildung aufgrund von Inhomogenitäten und Materialstreuungen einer großen Variabilität unterliegt, können die Rissabstände und die Rissverteilung nur sehr ungenau vorhergesagt werden. Ein großer Teil der Modellstreuung kann durch diese Variabilität der Rissverteilung erklärt werden. Berücksichtigt man einen tatsächlich variierenden Rissabstand zwischen einfacher und doppelter Lasteinleitungslänge l_t ($l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$), so reduziert sich die Modellstreuung um ein Vielfaches. Die Standardabweichung zwischen Berechnung und experimentellen Daten beträgt nur noch 14%.

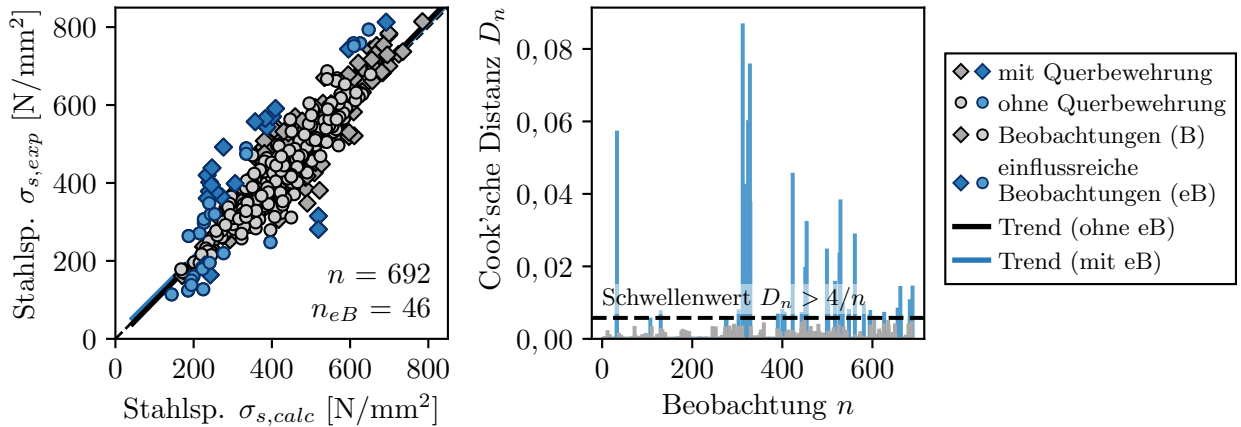
Abbildung 6.5 zeigt die Berechnungsergebnisse und die Modellregressionen der Einflussparameter Übergreifungslänge l_0/\emptyset_s , Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \emptyset_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\emptyset_s und Querbewehrungsgrad ρ_t . Alle Trends verlaufen horizontal, was bedeutet, dass die Einflussparameter korrekt erfasst wurden. Um einflussreiche Beobachtungen und mögliche

Tabelle 6.1: Statistik des erweiterten Verbundmodells für Übergreifungsstöße und Verankerungen

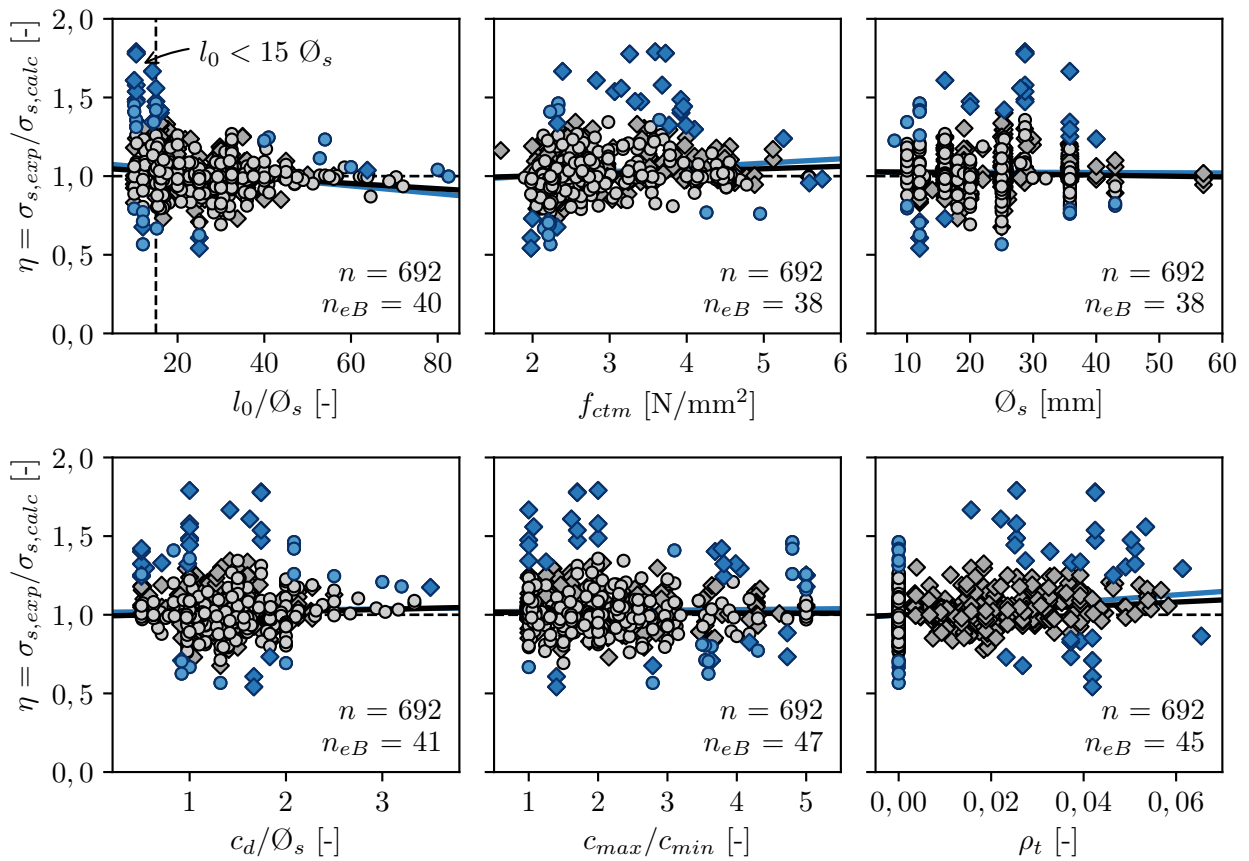
$\eta = \sigma_{s,\text{exp}}/\sigma_{s,\text{calc}}$	Übergreifungsstöße			Verankerungen		
	$\hat{s}_{r,m}^{1)}$	$\hat{s}_r^{2)}$	$\hat{s}_r^{2)}$ ($l_0 \geq 15 \emptyset_s$)	$\hat{s}_{r,m}^{1)}$	$\hat{s}_r^{2)}$	$\hat{s}_r^{2)}$ ($l_b \geq 10 \emptyset_s$)
Mittelwert \bar{x}	1,00	1,02	1,01	1,00	1,0	0,95
Minimum x_{\min}	0,47	0,54	0,54	0,46	0,46	0,46
Maximum x_{\max}	2,00	1,79	1,56	2,24	2,20	1,47
5%-Quantil $Q_{0,05}$	0,73	0,84	0,84	0,63	0,70	0,68
Standardabw. SD	0,19	0,14	0,11	0,30	0,22	0,17
$RMSE$ [N/mm^2]	75,9	52,0	49,5	84,7	59,6	56,4
Anzahl der Tests n	692	692	604	110	110	72

¹⁾ geschätzter mittlerer Rissabstand $\hat{s}_{r,m} = 1,7 \cdot l_t$

²⁾ geschätzter tatsächlicher Rissabstand \hat{s}_r ($l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)



(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)



(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung 6.5: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)

Ausreißer zu identifizieren bzw. um zu prüfen, ob diese einen Einfluss auf die Trends haben, wird die Methode der Cook'schen Distanz verwendet (vgl. Abschn. 5.3.2). Einflussreiche Beobachtungen in der Stichprobemenge führen zu keiner Änderung der Trends. Es fällt jedoch auf, dass bei kleinen Übergreifungslängen ($< 15 \varnothing_s$) die Modellstreuung und die Häufigkeit einflussreicher Beobachtungen zunimmt. Für größere Übergreifungslängen ist die Modellprognose sehr präzise. DIN EN 1992-1-1 schreibt eine Übergreifungslänge von mindestens $15 \varnothing_s$ vor. Kürzere Übergreifungslängen sind daher für die aktuelle Normung nicht relevant. Für Übergreifungslängen $\geq 15 \varnothing_s$ beträgt die Standardabweichung von Modell und experimentell ermittelten Daten nur 11 %.

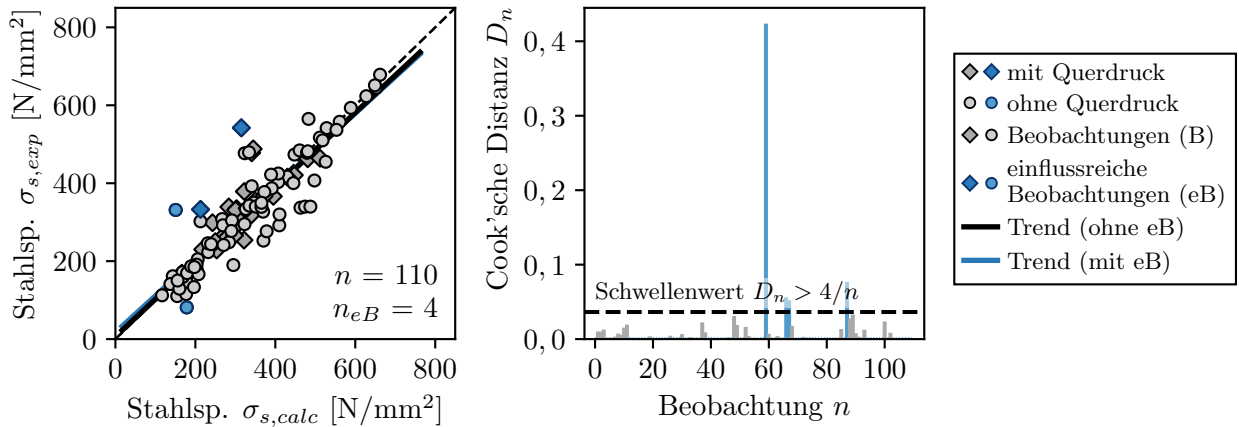
6.3.2 Verankerungen

Mit dem erweiterten Verbundmodell aus Abschnitt 6.2.2 wird auch der Versuchsdatensatz mit Verankerungen aus Kapitel 5 nachgerechnet. Tabelle 6.1 zeigt die Statistik der Berechnungen für Verankerungen. Die berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ beim Verbundversagen werden auf die experimentell ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ bezogen ($\eta = \sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$). Bei einem angenommenen mittleren Rissabstand $\hat{s}_{r,m}$ vom 1,7-fachen der Lasteinleitungslänge l_t ergibt die Berechnung eine gute Übereinstimmung mit den experimentell ermittelten Daten. Die Standardabweichung beträgt 30 %. Ein großer Teil der Modellstreuung kann auch hier durch die mehr oder weniger zufällige Rissverteilung erklärt werden. Berücksichtigt man einen potentiellen Rissabstand zwischen der einfachen und der doppelten Lasteinleitungslänge l_t ($l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$), so reduziert sich die Modellstreuung deutlich. Die Standardabweichung zwischen Berechnung und experimentellen Daten beträgt nur noch 22 %.

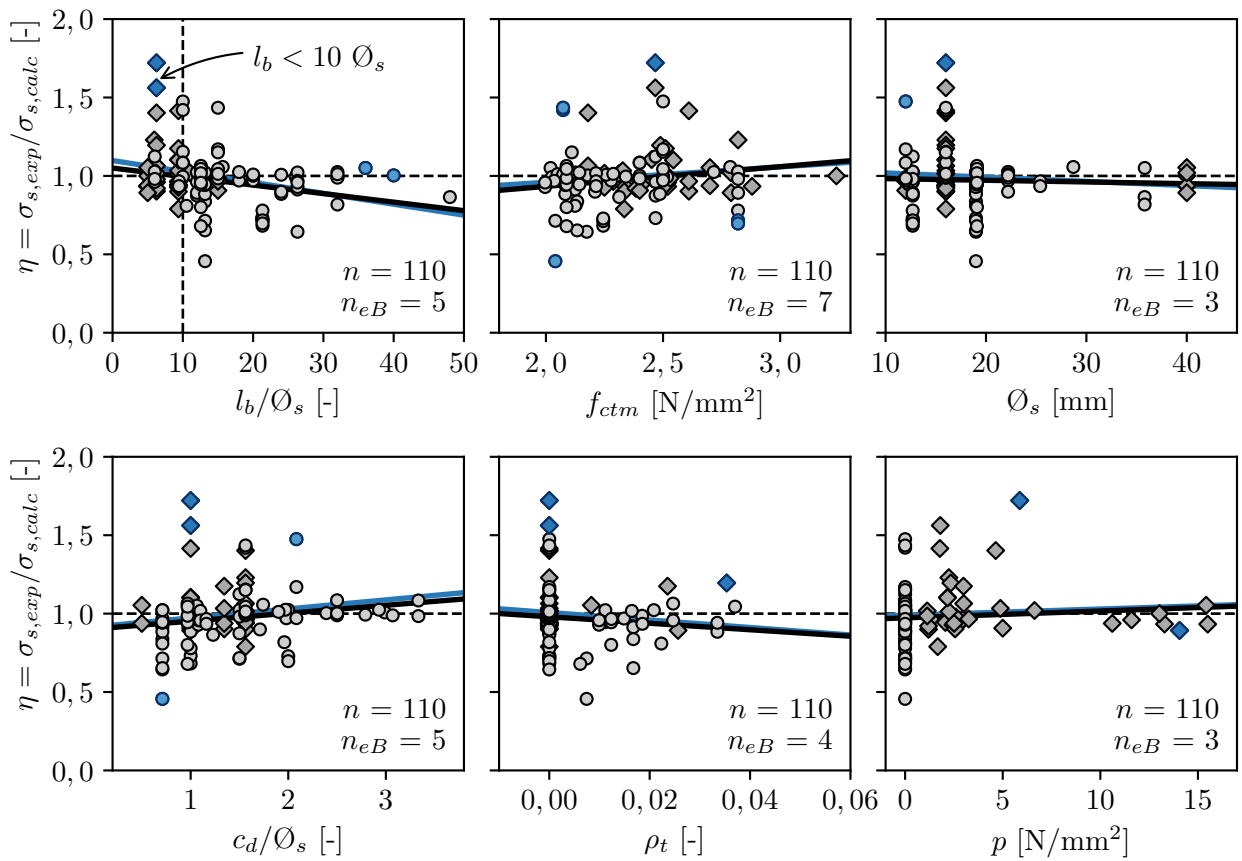
Abbildung 6.6 zeigt die Berechnungsergebnisse und die Modellregressionen der Einflussparameter Verankerungslänge l_b/\varnothing_s , Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s , Querbewehrungsgrad ρ_t und Querdruck p . Alle Trends verlaufen horizontal, was bedeutet, dass die Einflussparameter korrekt erfasst wurden. Um zu überprüfen, ob die Trends durch einflussreiche Beobachtungen oder mögliche Ausreißer beeinflusst werden, wird erneut die Methode der Cook'schen Distanz verwendet (vgl. Abschn. 5.3.2). Dabei führen einflussreiche Beobachtungen zu keiner wesentlichen Veränderung der Trends und müssen daher nicht gesondert betrachtet werden. Es zeigt sich, dass das Modell für große Verankerungslängen deutlich präziser ist und die Streuungen mit kürzerer Verankerungslänge zunehmen. DIN EN 1992-1-1 schreibt eine Verankerungslänge von mindestens $10 \varnothing_s$ vor. Kürzere Verankerungslängen sind daher für die aktuelle Normung nicht relevant. Für Verankerungslängen $\geq 10 \varnothing_s$ wird ein relativ präzises Berechnungsergebnis erzielt. Die Standardabweichung der berechneten und experimentellen Daten beträgt lediglich 17 %.

6.3.3 Vergleich mit anderen Verbundmodellen

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens von gerippter Betonstahlbewehrung bei Spaltversagen existieren verschiedene Modelle mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (vgl. Abschnitt 2.1.3).



(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)



(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung 6.6: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)

Mit der Methode der numerischen schrittweisen Integration wird der Datensatz für Übergreifungsstöße analog zu Abschnitt 6.3.1 mit den verschiedenen Verbundmodellen nachgerechnet. Dabei werden die berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ beim Verbundversagen auf die experimentell ermittelten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ aus dem Versuchsdatensatz bezogen. Nur die Modelle [Kreller 1989; fib Model Code 2010] berücksichtigen ein lokal reduziertes Verbundtragverhalten in der Nähe von Rissen. Da in den Modellen keine näheren Angaben gemacht werden, wird für die Berechnung ein mittlerer Rissabstand $\hat{s}_{r,m}$ vom 1,5-fachen der berechneten Lasteinleitungslänge l_t angenommen. Die Lasteinleitungslänge wird ebenfalls mit der Methode der schrittweisen numerischen Integration berechnet und für die Berechnung der Rissabstände der Zuggurt des Balkens durch einen zentrisch beanspruchten Zugstab mit der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{c,ef}$ angenähert (siehe Abschn. 2.3.2). Anhand der Berechnungen werden die Modelle aus der Literatur mit dem erweiterten Verbundmodell verglichen. Tabelle 6.2 zeigt die Statistik der Berechnungen. In Abbildung 6.7 sind die Berechnungsergebnisse als Streudiagramm dargestellt. Da nur das Modell aus fib Model Code 2010 den Einfluss des Querdrucks p berücksichtigt, ist eine Nachrechnung des Versuchsdatensatzes für Verankerungen und ein diesbezüglicher Vergleich der Modelle wenig sinnvoll. Der Vergleich beschränkt sich auf den Versuchsdatensatz für Übergreifungsstöße.

Auf Grundlage der Berechnungen lässt sich feststellen, dass das entwickelte erweiterte Verbundmodell die präzisesten Modellvorhersagen ermöglicht. Darüber hinaus ist es neben dem Modell aus fib Model Code 2010 das einzige Modell mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, das sowohl für Übergreifungsstöße als auch für Verankerungen (einschließlich Querdruck) anwendbar ist. Neben dem erweiterten Verbundmodell liefern auch die Modelle von KRELLER und HARAJLI ET AL. relativ zutreffende Berechnungsergebnisse. Während das Modell von KRELLER hauptsächlich auf konsolenförmigen Ausziehversuchen von ELIGEHAUSEN ET AL. basiert [Eligehausen et al. 1989], wurde das Modell von HARAJLI ET AL. aus Übergreifungsstoßversuchen mit Biegebalken abgeleitet. Die Berechnungen mit der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung des fib Model Code 2010 zeigen

Tabelle 6.2: Statistik der berechneten Übergreifungsstoßversuche mit dem (a) erweiterten Verbundmodell und den Verbundmodellen aus der Literatur – (b) Kreller 1989, (c) Harajli et al. 2004, (d) fib Model Code 2010, (e) Coccia et al. 2015 und (f) Lin et al. 2019

$\eta = \sigma_{s,exp}/\sigma_{s,calc}$	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Mittelwert \bar{x}	1,02	1,24	1,00	1,05	1,23	1,23
Minimum x_{min}	0,53	0,57	0,49	0,30	0,39	0,47
Maximum x_{max}	1,78	2,71	1,57	3,30	3,90	2,72
5%-Quantil $Q_{0,05}$	0,83	0,80	0,69	0,51	0,72	0,77
Standardabw. SD	0,14	0,34	0,20	0,57	0,46	0,34
$RMSE$ [N/mm ²]	52,0	117,1	88,1	228,0	145,2	124,1
Anzahl der Tests n	692	692	692	692	692	692

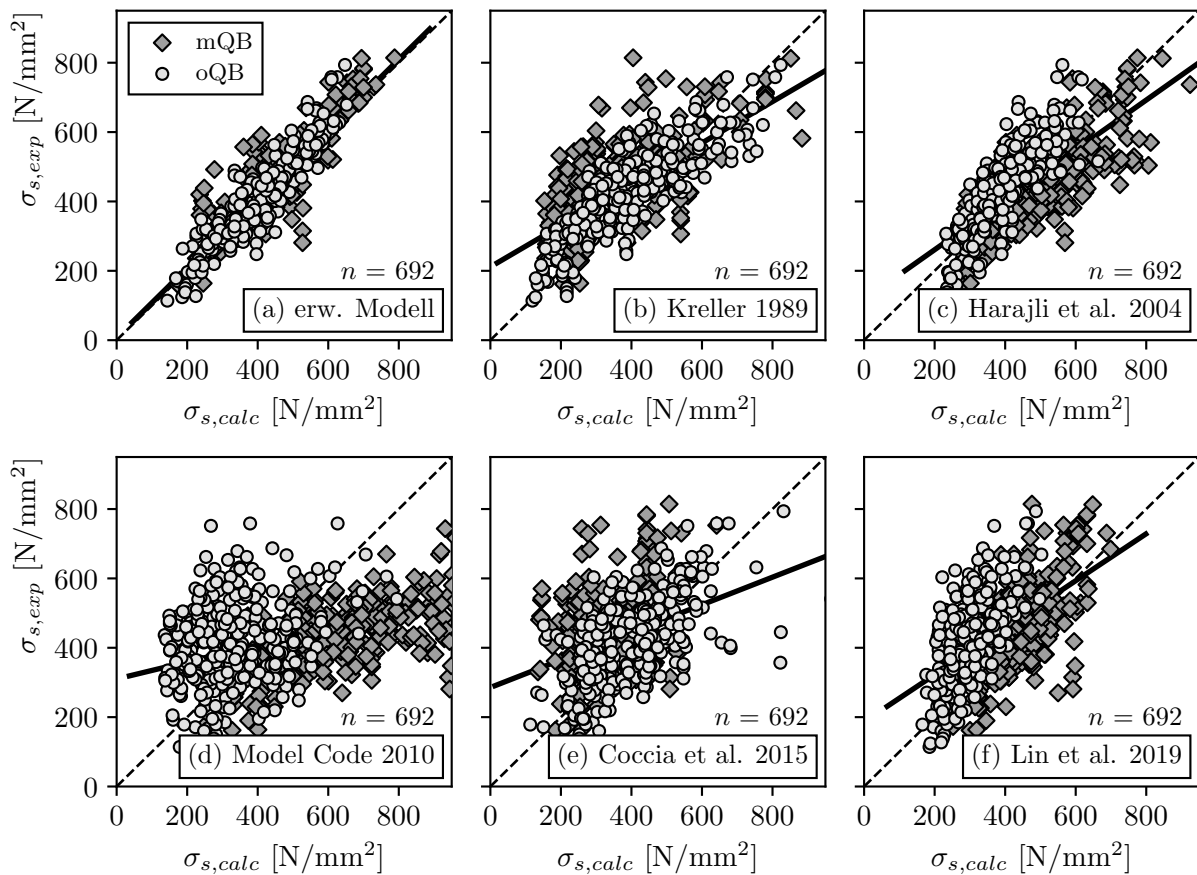


Abbildung 6.7: Mit Verbundmodellen nach [Kreller 1989; Harajli et al. 2004; fib Model Code 2010; Coccia et al. 2015; Lin et al. 2019] berechnete Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell ermittelte Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ an Übergreifungsstößen; mQB = mit Querbewehrung, oQB = ohne Querbewehrung

die größten Streuungen und Modellunsicherheiten. Dies ist umso erstaunlicher, da die Bemessungsgleichung in fib Model Code 2010 an einem ähnlichen Datensatz mit Übergreifungsstoßversuchen kalibriert wurde. Ein vergleichbarer Ansatz wäre auch für die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu erwarten gewesen.

6.4 Anwendung des Verbundmodells

Neben der Prognose der Verbundtragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) kann das Verbundmodell auch für andere bemessungsrelevante Aspekte des Verbundes eingesetzt werden. So ist neben dem GZT auch eine Beurteilung des Verbundtragverhaltens von Übergreifungsstößen und Verankerungen im Gebrauchszustand (GZG) möglich. Darüber hinaus können mit dem Verbundmodell sowohl die Rissbreiten als auch die

Rissverteilung berechnet werden und das Verbundmodell kann zur Abbildung des „Tension-Stiffening-Effekts“ verwendet werden.

6.4.1 Verbundtragverhalten von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZT

Die Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen ist ein normativer Nachweis für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT). In den Regelwerken [DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1] stehen hierfür entsprechende Bemessungsgleichungen zur Verfügung, die eine einfache Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen ermöglichen. Die Prognosegenauigkeit der Modelle ist sehr unterschiedlich, wobei die Bemessungsgleichung aus fib Model Code 2010 nach eingehender Validierung an einem experimentellen Datensatz relativ genaue Vorhersagen für das Tragverhalten von Übergreifungsstößen erlaubt (vgl. Abschn. 5.3). Mit dem erweiterten Verbundmodell auf Basis einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kann das Verbundtragverhalten bei Spaltversagen für den Grenzzustand der Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen sogar noch etwas präziser bestimmt werden. Die Genauigkeit der Prognose ist jedoch von der Erfassung des Rissverhaltens abhängig.

Da das erweiterte Verbundmodell aufgrund seiner Komplexität mittels analytischer Modellierung für die Ingenieurpraxis nicht sinnvoll erscheint, soll es nicht als Ersatz für die bekannten und vergleichsweise einfachen normativen Bemessungsgleichungen dienen. Die Vorteile im akademischen Kontext liegen vielmehr in der breiten Anwendbarkeit, der hohen Genauigkeit und dem hohen Detaillierungsgrad der Ergebnisse: Während Bemessungsgleichungen für den GZT nur die Angabe der absoluten Verbundtragfähigkeit zulassen, erlaubt das erweiterte Verbundmodell auf Basis einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung die Bestimmung der Verläufe von Stahlspannung, Verbundspannung und Schlupf entlang der übergreifenden Stäbe bzw. der Verankerung. Damit können komplexe Zusammenhänge besser nachvollzogen und Verträglichkeitsbedingungen besser interpretiert werden. Insgesamt kann eine solche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung vielseitig eingesetzt werden, z.B. in der numerischen Simulation mit der FEM (vgl. Abschn. 2.4.3 „Finite-Elemente-Methode“).

6.4.2 Verbundtragverhalten von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZG

Übergreifungsstöße und Verankerungen müssen neben dem Grenzzustand der Tragfähigkeit gleichzeitig alle Anforderungen für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit erfüllen. So dürfen z. B. Übergreifungsstöße das Bauteilverhalten im GZG gegenüber einer durchgehenden Bewehrung nicht nachteilig beeinflussen. Außerdem sollten Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZG nicht zu größeren Rissbreiten führen als an anderer Stelle im Bauteil [Fingerloos et al. 2020]. Im GZG soll das unbelastete Stabende von Übergreifungsstößen oder Verankerungen praktisch keine Verschiebung (Schlupf) gegenüber dem Beton aufweisen. Der Übergreifungsstoß wirkt somit wie ein durchgehender Bewehrungsstab. Es ist davon auszugehen, dass bei den ursprünglichen Überlegungen

zur Festlegung der zulässigen Verbundspannung in DIN EN 1992-1-1 auch die Anforderungen des GZG berücksichtigt wurden bzw. im Nachweis für den GZT implizit enthalten sind. Dementsprechend wurde ein eher konservativer Bemessungswert für die Verbundspannung festgelegt. Die Überlegungen hierzu sind in Abschnitt 2.3.1 („Übergreifungsstöße und Verankerungen in den Grenzzuständen GZT und GZG“) näher ausgeführt.

Die Bemessungsgleichung für Übergreifungen und Verankerungen aus fib Model Code 2010, auf der auch die Bemessung im neuen Entwurf des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] basiert, wurde aus einem experimentellen Datensatz mit überwiegend Übergreifungsstoßversuchen abgeleitet. Der Datensatz enthält Angaben zur maximalen Verbundtragfähigkeit, nicht jedoch zu Aspekten der Gebrauchstauglichkeit. Auch fib Bulletin 72 – Hintergrunddokument von fib Model Code 2010 – macht keine Angaben dazu, inwieweit Aspekte der Gebrauchstauglichkeit bei der Erarbeitung der Bemessungsgleichung überhaupt berücksichtigt wurden. Weder aus fib Model Code 2010 noch aus dem Entwurf von FprEN 1992-1-1 ergibt sich hier Klarheit. Treten bereits im GZG deutliche Verschiebungen an den Stabenden auf, sind die Grundvoraussetzungen für den Nachweis zur Begrenzung der Rissbreite nicht mehr gegeben.

Das Verhältnis von GZT zu GZG hängt im Wesentlichen vom Verhältnis der Verkehrslast zum Eigengewicht des Bauteils sowie den maßgebenden Einwirkungskombinationen der Lastannahmen ab. In der Literatur finden sich unterschiedliche Angaben zu einem typischen Verhältnis von GZT zu GZG (z. B. 1,6 in [Hegger et al. 2022] oder 1,67 in [Tue et al. 2023]). Nach DIN EN 1990 beinhaltet die Einwirkungskombination ständiger und vorübergehender Beanspruchungen E_d für den Grenzzustand der Tragfähigkeit die Teilsicherheitsbeiwerte $\gamma_G = 1,35$ und $\gamma_Q = 1,5$:

$$E_d = \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot E_{Gk,j} + \gamma_{Q,1} \cdot E_{Qk,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot E_{Qk,i} \quad (6.11)$$

Die Einwirkungskombinationen für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit – seltene (charakteristische) Einwirkungskombination $E_{d,char}$, häufige Einwirkungskombination $E_{d,freq}$ und quasi-ständige Einwirkungskombination $E_{d,perm}$ – kommen ohne diese Teilsicherheitsbeiwerte aus. Es gilt:

$$E_{d,char} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + E_{Qk,1} + \sum_{j > 1} \psi_{0,i} \cdot E_{Qk,i} \quad (6.12)$$

$$E_{d,freq} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + \psi_{1,1} \cdot E_{Qk,1} + \sum_{j > 1} \psi_{2,i} \cdot E_{Qk,i} \quad (6.13)$$

$$E_{d,perm} = \sum_{j \geq 1} E_{Gk,j} + \sum_{j \geq 1} \psi_{2,i} \cdot E_{Qk,i} \quad (6.14)$$

Bei Massivbauwerken dominieren i. d. R. die ständigen Einwirkungen gegenüber den veränderlichen Einwirkungen. Wird vereinfachend nur eine einzige veränderliche Einwirkung berücksichtigt, so

ergibt sich bei einem Anteil ständiger Einwirkungen von 65 % für eine seltene (charakteristische) Einwirkungskombination im GZG ein Verhältnis $GZT/GZG = 1,4$. Bei einem Anteil ständiger Einwirkungen von 65 % ergibt sich für eine häufige Einwirkungskombination mit $\psi_{1,1} = 0,7$ ein Verhältnis $GZT/GZG \approx 1,6$ und für eine quasi-ständige Einwirkungskombination mit $\psi_{2,1} = 0,6$ ein Verhältnis GZT/GZG von etwa 1,75. Die Nachweise zur Begrenzung der Rissbreiten bei schlaffer Stahlbetonbewehrung und bei Spannbetontragwerken ohne Verbund sind mit der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu führen. Die Nachweise für vorgespannte Stahlbetontragwerke mit nachträglichem oder sofortigem Verbund sind je nach Expositionsklasse mit der häufigen oder seltenen Einwirkungskombination zu führen [DIN EN 1992-1-1]. Für den Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten von wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton gilt i. d. R. ebenfalls die häufige Einwirkungskombination [WU-Richtlinie]. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass aufgrund der Vielzahl unterschiedlicher Einwirkungskombinationen kein allgemeingültiges Verhältnis GZT/GZG angegeben werden kann, jedoch die häufige Einwirkungskombination (hier $GZT/GZG \approx 1,6$) für viele Anwendungsfälle eine sinnvolle Annahme für den Nachweis der Rissbreitenbegrenzung darstellen dürfte.

Mit dem erweiterten Verbundmodell auf Basis einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird in einer kombinatorischen Parameterstudie („N-wise Testing“) mit einer Grenzwertbetrachtung aufgezeigt, welche Verschiebungen der Stabenden bereits im GZG auftreten können und bei welchen Parameterkombinationen besonders kritische Verschiebungen zu erwarten sind. Bei der „N-wise Testing-Methode“ werden Kombinationen aller n-Tupel der Parameter Übergreifungslänge l_0/\varnothing_s bzw. Verankerungslänge l_b/\varnothing_s , Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s , Querbewehrungsgrad ρ_t und effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,ef}$ für den Lastfall GZT (Verbundversagen der Übergreifung oder Verankerung) als auch für den Lastfall GZG (hier $GZT/1,6$) berechnet. Tritt bereits im Lastfall GZG ein großer Schlupf am unbelasteten Stabende auf, so ist davon auszugehen, dass die Grundannahmen für die Nachweise zur Begrenzung der Rissbreiten nicht mehr erfüllt sind. Abbildung 6.8 zeigt die Berechnungsergebnisse für ein GZT/GZG -Verhältnis von 1,6 und mit einer Anzahl von $n > 94\,000$ Berechnungskombinationen. Es werden nur Berechnungsergebnisse berücksichtigt, bei denen die Stahlspannung σ_s im GZT den Wert von 500 N/mm^2 nicht überschreitet. In Anhang E sind weitere Berechnungen mit einem GZT/GZG -Verhältnis von 1,45, 1,75 und 2,0 dargestellt. Diese führen zu Abweichungen in den Ergebnissen von bis zu 30 %.

Die Regelwerke [DIN EN 1992-1-1; fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1] machen keine Angaben über den zulässigen Schlupf am unbelasteten Stabende unter Gebrauchslast. In DIN 1045 (1972) wurde jedoch als zulässiger Wert für den Schlupf am unbelasteten Stabende im GZG 0,01 mm definiert [DIN 1045]. Dieser Wert kann als durchaus konservativ angesehen werden, da der Schlupf am unbelasteten Stabende die Rissbreiten nur maximal um den Betrag des Schlupfes vergrößert. In ungünstigen Kombinationen ergeben sich in der Berechnung für den im GZG jedoch Schlupfwerte $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende von bis zu 0,23 mm (Abb. 6.8). Die geforderte Begrenzung der Rissbreiten kann in diesem Fall kaum eingehalten werden.

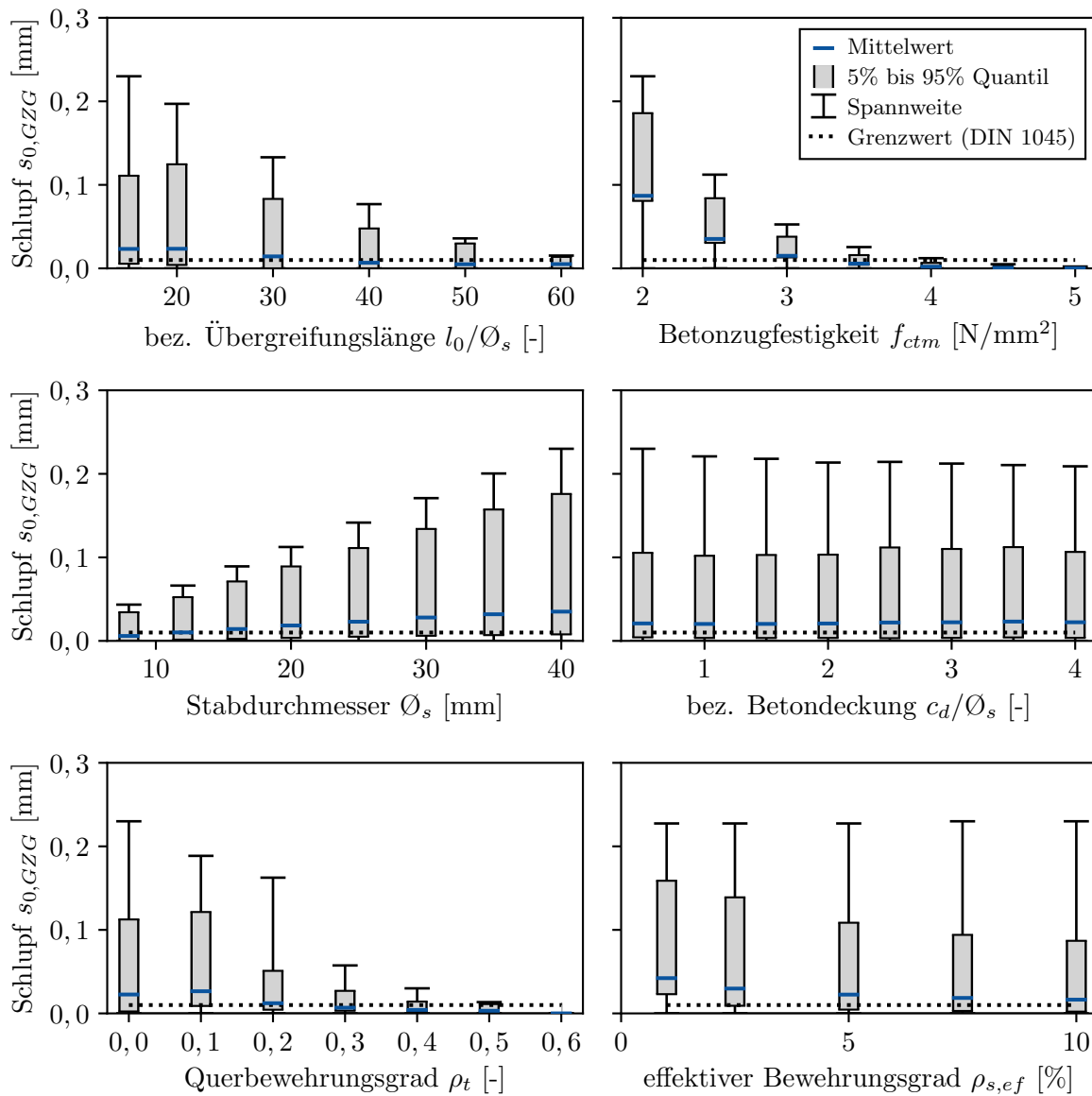


Abbildung 6.8: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im GZG von Übergreifungsstößen (Verhältnis GZT/GZG = 1,6)

Eine geringe Übergreifungslänge l_0/\varnothing_s , eine geringe Betonzugfestigkeit f_{ctm} , große Stabdurchmesser \varnothing_s und ein geringer Querbewehrungsgrad ρ_t führen zu einem großen rechnerischen Schlupf $s_{0,GZG}$. Die Parameter Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s und effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,ef}$ sind weitestgehend ohne größeren Einfluss. Zur Vermeidung großer Schlupfwerte im GZG, die zu einer möglichen deutlichen Überschreitung der zulässigen Rissbreiten führen würden, sollten ungünstige Parameterkombinationen vermieden werden. Ein wirksamer Ansatz ist die Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit. Für eine Begrenzung des Schlupfes $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im GZG werden folgende Maßnahmen vorgeschlagen:

- mind. Betonfestigkeitsklasse C30/37 (entspr. $f_{ctm} \approx 2,9 \text{ N/mm}^2$) für Betonstahlbewehrung $\varnothing_s \geq 25 \text{ mm}$
- Mindestübergreifungslänge $l_{0,\min} \geq 15 \varnothing_s$ für Beton ab der Festigkeitsklasse C30/37
- Mindestübergreifungslänge $l_{0,\min} \geq 30 \varnothing_s$ für Beton unter der Festigkeitsklasse C30/37

Abbildung 6.9 zeigt die Berechnungsergebnisse der kombinatorischen Parameterstudie für den rechnerischen Schlupf $s_{0,\text{GZG}}$ im GZG bei einem Verhältnis GZT/GZG von 1,6 und der Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser sowie die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,\min}/\varnothing_s$ bei Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit. Durch die beschriebenen Maßnahmen können ungünstige Parameterkombinationen für den rechnerischen Schlupf $s_{0,\text{GZG}}$ im GZG vermieden und die Spannweite der rechnerischen Schlupfwerte um ein Vielfaches reduziert werden. Für alle betrachteten Parameterkombinationen ergibt sich ein maximaler rechnerischer Schlupf am unbelasteten Stabende von $s_{0,\text{GZG}} = 0,063 \text{ mm}$. Die 95%-Quantilwerte liegen um ein Vielfaches darunter. Aus Sicht des Verfassers ist dieser etwas größere Schlupfwert $s_{0,\text{GZG}}$ als $0,01 \text{ mm}$ durchaus vertretbar, da auf der Materialseite (i. d. R. große Überfestigkeiten des Betons) und auf der Bemessungsseite (Modellsicherheitsbeiwerte bei der Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen) zusätzliche Sicherheiten vorhanden sind.

Aufgrund der geringen Unterschiede im Verbundmodell können die Ergebnisse für Übergreifungsstöße auch auf Verankerungen übertragen werden. In Anhang E sind Berechnungen für Verankerungen mit einem Verhältnis GZT/GZG von 1,45, 1,6, 1,75 und 2,0 dargestellt. Die Überlegungen werden auf die etwas geringere Mindestverankerungslänge $l_{b,\min} = 10 \varnothing_s$ für Verankerungen aus DIN EN 1992-1-1 bzw. FprEN 1992-1-1 übertragen. Zur Begrenzung der Schlupfwerte $s_{0,\text{GZG}}$ am unbelasteten Stabende im GZG von Verankerungen werden folgende Maßnahmen vorgeschlagen:

- mind. Betonfestigkeitsklasse C30/37 (entspr. $f_{ctm} \approx 2,9 \text{ N/mm}^2$) für Betonstahlbewehrung $\varnothing_s \geq 25 \text{ mm}$
- Mindestverankerungslänge $l_{b,\min} \geq 10 \varnothing_s$ für Beton ab der Festigkeitsklasse C30/37
- Mindestverankerungslänge $l_{b,\min} \geq 30 \varnothing_s$ für Beton unter der Festigkeitsklasse C30/37

Die dargestellten theoretischen Überlegungen und Empfehlungen basieren ausschließlich auf dem in Abschnitt 6.2 vorgestellten Verbundmodell. Zur abschließenden Plausibilisierung der Überlegungen sind in jedem Fall weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich. Für die Festlegung sinnvoller experimenteller Versuchskonfigurationen kann das erweiterte Verbundmodell ein nützliches Werkzeug sein.

6.4.3 Rissbreiten und Rissverteilung

Mit dem erweiterten Verbundmodell auf Basis der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung können die Rissbreiten und die Rissverteilung von Stahlbetonbauteilen berechnet werden. Die Rissöffnung an

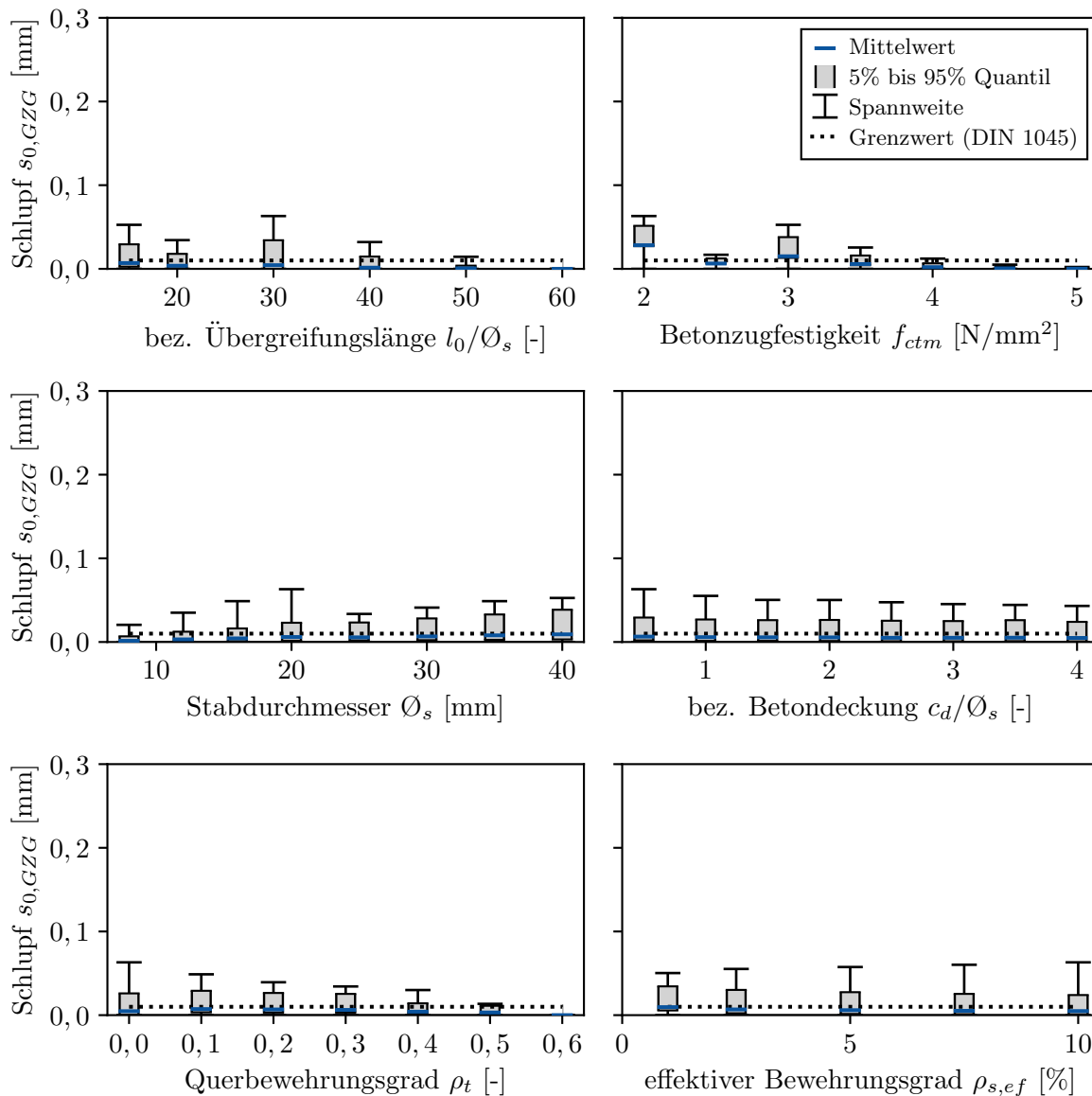


Abbildung 6.9: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im GZG von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis GZT/GZG = 1,6)

der Bewehrung entspricht dem über die Lasteinleitungslänge l_t aufintegrierten Dehnungsunterschied zwischen der Bewehrung und dem umgebenden, auf Zug mitwirkenden Beton an beiden Seiten des Risses (Abb. 6.10). Die Dehnungen des Bewehrungsstahls werden mit der Verbundspannung-Schlupf-Beziehung unter Anwendung der schrittweisen numerischen Integration berechnet (vgl. Abschn. 2.4.2 „Analytische Modellierung“). Die Betondehnungen werden in idealisierter Form als inverse Stahldehnungsverteilung angenommen (vgl. Abschn. 3.3.5 „Datenverarbeitung“). Der Abstand zweier Primärrisse beträgt mindestens die einfache und höchstens die doppelte Lasteinleitungslänge l_t [König u. Tue 1996; Zilch u. Zehetmaier 2010; Windisch 2017]. Zur Berechnung der Rissbreiten wird

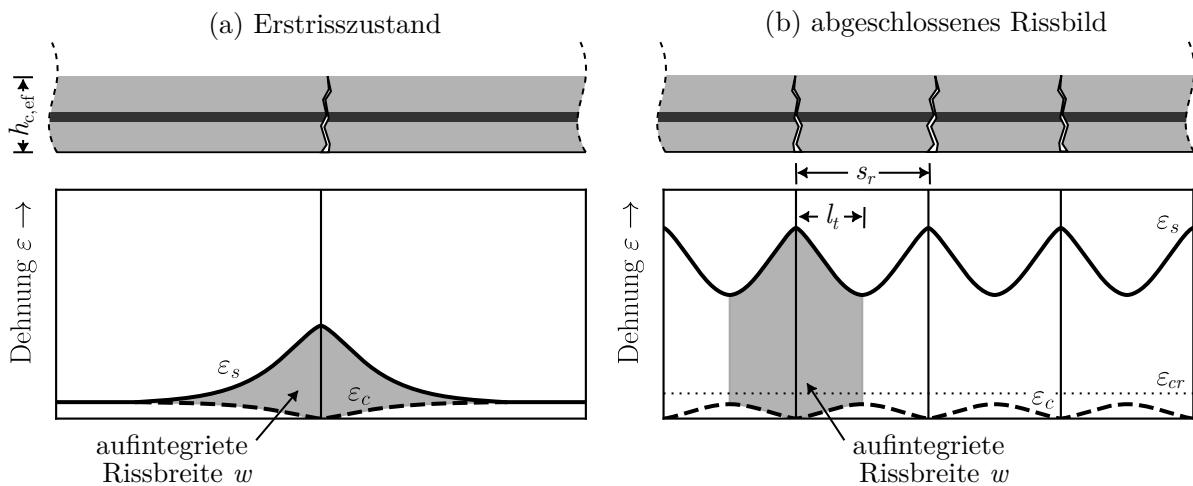


Abbildung 6.10: Berechnung der Rissbreite bei (a) Erstrisszustand und (b) abgeschlossenem Rissbild

im GZG ein mittlerer Rissabstand vom 1,8-fachen der Lasteinleitungslänge l_t angenommen. Der Zuggurt des Balkens oder der Platte wird vereinfachend durch einen zentrisch beanspruchten Zugstab mit der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{c,ef}$ angenähert (vgl. Abschn. 2.3.2). Abbildung 6.10 veranschaulicht die Berechnung der Rissbreiten w aus der Differenz der integrierten Stahl- und Betondehnungsverläufe bei Erstrissbildung und mit abgeschlossenem Rissbild.

In Kapitel 5 wurde ein Datensatz für die Tragfähigkeit von Übergreifungsstößen im GZT dargestellt. Einige Autoren [Thompson et al. 1975; Rehm u. Eligehausen 1977; Burkhardt 2000; Schoening 2018; Hegger et al. 2022] machen zusätzliche Angaben zu den mittleren Rissbreiten, die im Gebrauchszustand entlang der Übergreifungsstöße gemessen wurden. Das Verhältnis GZT/GZG lag zwischen 1,3 und 2,3, im Mittel bei 1,7. Der Datensatz mit Angaben zu den mittleren Rissbreiten wird genutzt, um das erweiterte Verbundmodell anhand der berechneten Rissbreiten zu überprüfen. Abbildung 6.11 zeigt die mit dem erweiterten Verbundmodell und mit verschiedenen normativen Bemessungsmodellen [fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1; DIN EN 1992-1-1; DIN EN 1992-1-1/NAD] berechneten Rissbreiten des Datensatzes. Auf eine detaillierte Darstellung der normativen Modelle wird verzichtet und auf die entsprechenden Regelwerke verwiesen. Tabelle 6.3 zeigt die Statistik der Berechnungen.

Die in den Versuchen gemessenen mittleren Rissbreiten w_{meas} und die aus der Verbundspannung-Schlupf-Beziehung berechneten Rissbreiten w_{calc} zeigen eine gute Übereinstimmung. Dabei ist η das Verhältnis der gemessenen mittleren Rissbreiten zur berechneten Rissbreiten ($\eta = w_{meas}/w_{calc}$). Werte von $\eta > 1,0$ deuten auf ein Modell auf der unsicheren Seite und Werte von $\eta < 1,0$ auf ein zu konservatives Modell hin. Das erweiterte Verbundmodell zeigt eine präzise Vorhersage auf Mittelwertniveau ($\bar{x} = 1,0$) mit vergleichsweise geringen Streuungen. Die mittlere residuale Abweichung $RMSE$ der berechneten Rissbreiten ergibt lediglich 0,08 mm und die Standardabweichung der Berechnungen beträgt 29 %.

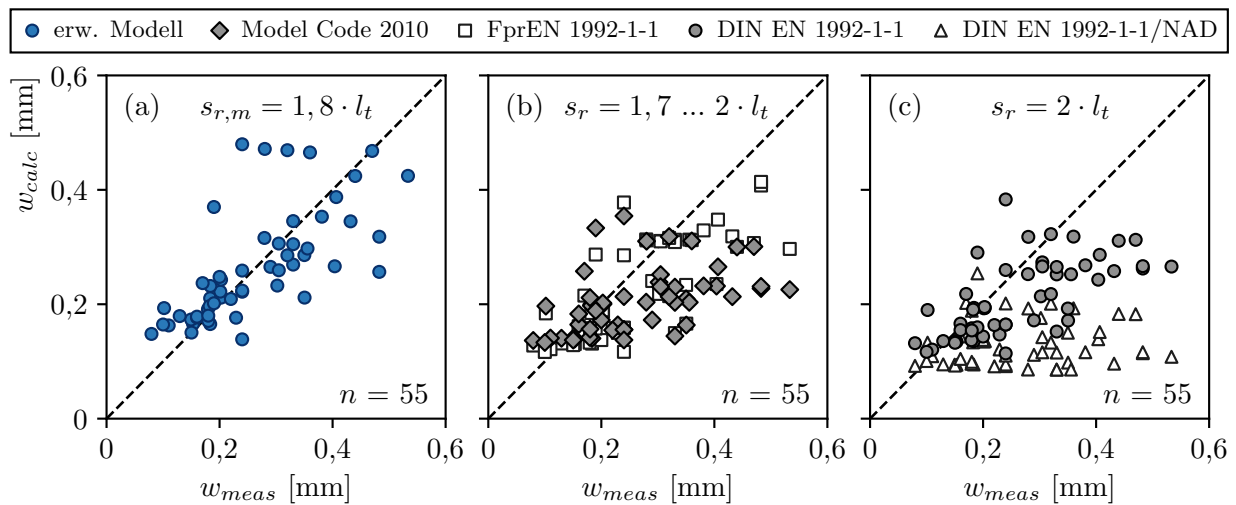


Abbildung 6.11: Streudiagramm der berechneten und gemessenen mittleren Rissbreiten mit (a) erweitertem Verbundmodell auf Basis der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, (b) fib Model Code 2010 und FprEN 1992-1-1, (c) DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NAD; Messdaten aus [Thompson et al. 1975; Rehm u. Eligehausen 1977; Burkhardt 2000; Schoening 2018; Hegger et al. 2022]

Tabelle 6.3: Statistik der gemessenen und berechneten Rissbreiten

$\eta = w_{\text{meas}}/w_{\text{calc}}$	erw. Model	MC10 ¹⁾	FprEC2 ¹⁾	EC2 ¹⁾	EC2/NAD ¹⁾
Mittelwert \bar{x}	1,00	1,29	1,20	1,26	2,17
Minimum x_{min}	0,50	0,52	0,55	0,54	0,75
Maximum x_{max}	1,87	2,36	2,21	2,17	4,93
95%-Quantil $Q_{0,05}$	1,55	2,13	1,87	2,02	4,17
Standardabw. SD	0,29	0,45	0,35	0,38	1,05
$RMSE$ [mm]	0,08	0,11	0,08	0,10	0,17
Anzahl der Tests n	55	55	55	55	55

¹⁾ MC10 = fib Model Code 2010, FprEC2 = FprEN 1992-1-1, EC2 = DIN EN 1992-1-1,
EC2/NAD = DIN EN 1992-1-1/NAD

Die dargestellten normativen Bemessungsmodelle weisen alle insgesamt eine ähnliche Modellformulierung auf. Unterschiede bestehen jedoch bei der Bestimmung der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{c,ef}$, des Rissabstandes s_r und des lokalen Verbundverhaltens in Rissnähe. Während die Modelle aus fib Model Code 2010 und DIN EN 1992-1-1 (inkl. NAD) von einem maximalen Rissabstand $s_{r,max}$ der zweifachen Lasteinleitungslänge l_t ausgehen, berücksichtigt FprEN 1992-1-1 einen mittleren Rissabstand $s_{r,m}$ der 1,7-fachen Lasteinleitungslänge l_t . Nicht alle Modelle nehmen im Bereich der Risse eine lokale Verbundstörung an. Während fib Model Code 2010, DIN EN 1992-1-1 und FprEN 1992-1-1 eine Verbundstörung vom 1- bis 1,7-fachen der Betondeckung auf beiden Seiten

der Risse vorsehen ($k = 2$ bis $3,4$), verzichtet DIN EN 1992-1-1/NAD auf die Berücksichtigung einer Verbundstörung ($k = 0$), da diese gemäß dem Hintergrunddokument DAfStb-Heft 600 „bei zunehmender Betondeckung zu unrealistisch großen Werten“ der Rissbreiten führt [Fingerloos et al. 2020, S. 145]. Diese nicht berücksichtigte Verbundstörung führt zu rechnerisch kleineren Rissbreiten.

Alle normativen Modelle zeigen große Abweichungen zwischen den gemessenen mittleren Rissbreiten w_{meas} und den berechneten Rissbreiten w_{calc} . Obwohl in den Modellen fib Model Code 2010 und DIN EN 1992-1-1 von der zweifachen Lasteinleitungslänge l_t ausgegangen wird, ergeben sich dennoch zu kleine berechnete Rissbreiten w_{calc} . Das Modell DIN EN 1992-1-1/NAD weist dabei die größten Abweichungen zu den in Versuchen gemessenen mittleren Rissbreiten ($\bar{x} = 2,17$) und die größten Streuungen auf ($RMSE = 0,17$ mm). Die Berechnungsergebnisse der Modelle aus fib Model Code 2010, FprEN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1 stimmen deutlich besser mit den gemessenen Rissbreiten überein, führen aber ebenfalls zu meist zu kleinen Rissbreiten.

In einer Parameterstudie wird gezeigt, wie sensibel die mit dem Verbundmodell berechneten Rissbreiten auf Änderungen der Verbundparameter reagieren und welche Einflussparameter maßgebend sind. Abbildung 6.12 zeigt die Parameterstudie mit den Eingangsparametern Betonfestigkeit $f_{\text{ctm}} = 2,9 \text{ N/mm}^2$ (entspr. Festigkeitsklasse C30/37), Stabdurchmesser $\varnothing_s = 20 \text{ mm}$, bezogene Betondeckung $c/\varnothing_s = 2,0$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 0,02$, effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,\text{ef}} = 0,03$ und Stahlspannung $\sigma_s = 260 \text{ N/mm}^2$. Es ist zu beachten, dass eine solche Parameterstudie keine Allgemeingültigkeit besitzt und nur für die gewählte Konstellation gültig ist. Die Vorgehensweise ermöglicht jedoch eine gezielte Überprüfung einzelner Einflussparameter und deren Plausibilität. Es zeigt sich, dass insbesondere die Parameter Stabdurchmesser \varnothing_s , Stahlspannung σ_s , Betonzugfestigkeit f_{ctm} und effektiver Querbewehrungsgrad $\rho_{s,\text{ef}}$ ($\rho_{s,\text{ef}} = A_s/A_{c,\text{ef}}$) einen großen Einfluss auf die Berechnung der Rissbreiten haben. Die Einflüsse der bezogenen Betondeckung c/\varnothing_s und des Querbewehrungsgrades ρ_t sind für die Bemessung der Rissbreite tendenziell von untergeordneter Bedeutung.

Zum Vergleich ist auch die Berechnung mit dem Modell aus FprEN 1992-1-1 dargestellt. Für den Vergleich der Berechnungen wird vereinfachend von zentrischem Zug ausgegangen, so dass die Faktoren k_{fl} für die Beanspruchungsart (z. B. Biegung, zentrischer Zug) und der Faktor $k_{1/r}$ zur Berücksichtigung der Rissbreitenzunahme an der Oberfläche infolge Bauteilkrümmung nach FprEN 1992-1-1 mit $1,0$ angenommen werden. Im Vergleich zum erweiterten Verbundmodell auf Basis der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung unterschätzt das Modell aus FprEN 1992-1-1 (und auch fib Model Code 2010, DIN EN 1992-1-1 sowie DIN EN 1992-1-1 inkl. NAD) den Einfluss der Betonzugfestigkeit. Große Unterschiede zeigen sich auch beim Verbundparameter Betondeckung c/\varnothing_s . In den Verbundmodellen fib Model Code 2010, FprEN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1 wird das lokale Verbundverhalten in Form einer Störzone berücksichtigt, bei der angenommen wird, dass über eine Länge $k \cdot c$ der Betondeckung keine Verbundspannungen übertragen werden. Diese Formulierung führt zu einer Vergrößerung der berechneten Rissbreiten in Abhängigkeit von der Betondeckung. Experimentelle Untersuchungen zum lokalen Verbundverhalten aus der Literatur (vgl. Abschn. 2.2.7

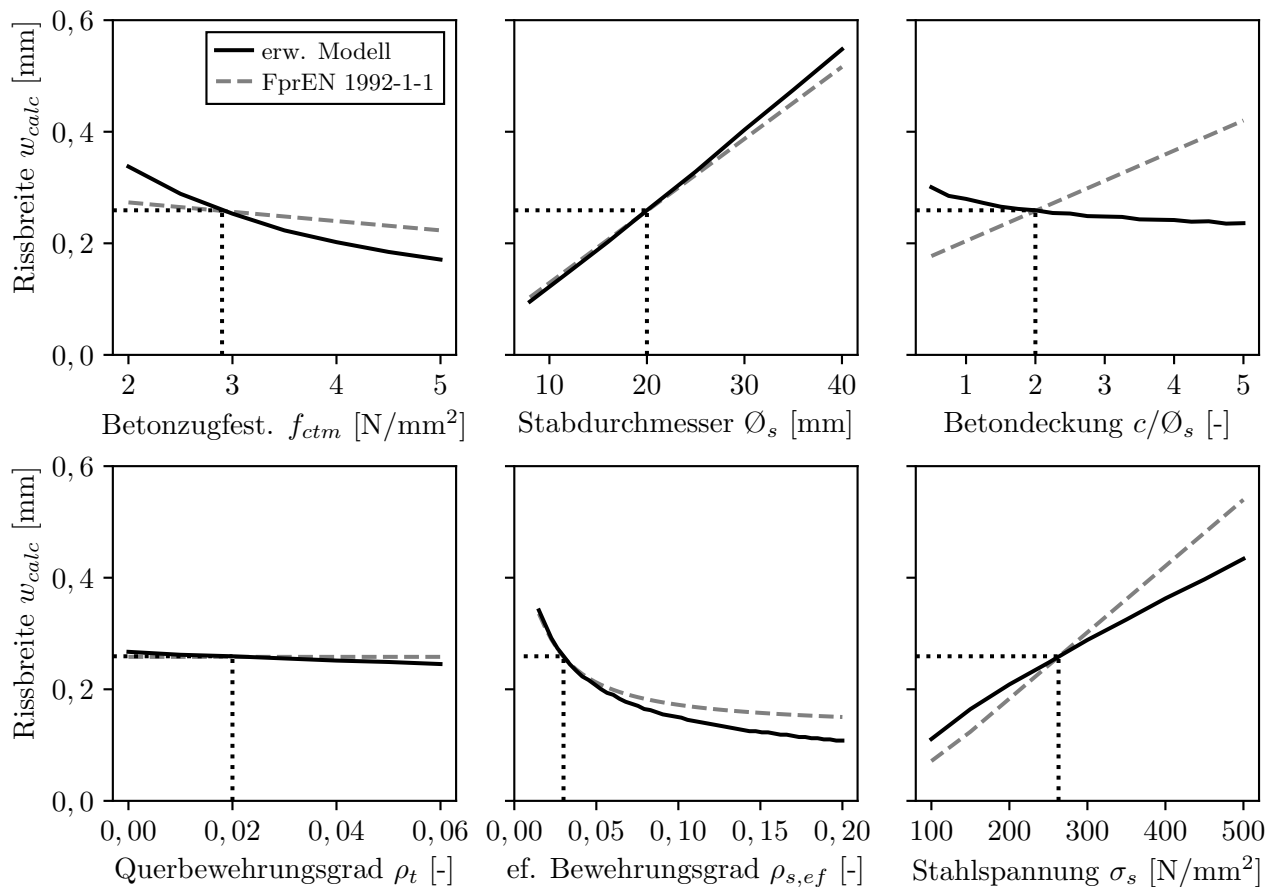


Abbildung 6.12: Parameterstudie zur berechneten Rissbreite w_{calc} mit Eingangsparametern Betonfestigkeit $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$, Stabdurchmesser $\varnothing_s = 20 \text{ mm}$, Betondeckung $c/\varnothing_s = 2,0$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 0,02$, effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,ef} = 0,03$ und Stahlspannung $\sigma_s = 260 \text{ N/mm}^2$, (FprEN 1992-1-1: $k_{fl} \approx 1,0$, $k_{1/r} \approx 1,0$)

„Lokales Verbundverhalten in Rissnähe“) und auch aus eigenen Untersuchungen (Abschn. 4.1.4 „Lokales Verbundverhalten“) geben keinen Hinweis darauf, dass das lokale Verbundverhalten bzw. der Einfluss von Rissen mit der Betondeckung zunimmt. Die Modellannahme einer konstanten Störzone in etwa vom zweifachen Stabdurchmesser ($k \cdot c \approx 2 \cdot \varnothing_s$) würde diesbezüglich zu einer deutlichen Verbesserung der Modelle in fib Model Code 2010, FprEN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1 führen.

Ein weiteres Defizit der derzeitigen normativen Modelle zur Berechnung der Rissbreiten ist die lineare Berücksichtigung der Stahlspannungen σ_s . Aus der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes und aus einer Vielzahl experimenteller Untersuchungen in der Literatur ist hinreichend bekannt, dass die Wirksamkeit der Verbundübertragung mit zunehmender Verschiebung des Bewehrungsstabes gegen den Beton (Schlupf) zunimmt. Die vereinfachte Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung und die Vernachlässigung des verschieblichen Verbundes führt bei kleinen Stahlspannungen mit geringen Rissbreiten zu einem Berechnungsergebnis auf der unsicheren Seite. Bei großen Stahlspannungen führt dies hingegen zu einer unwirtschaftlichen Bemessung mit

zu großen Rissbreiten. Die Bedeutung des verschieblichen Verbundes für die Rissbreitenberechnung konnte von SCHLICKE ET AL. durch Vergleichsrechnungen aufgezeigt werden [Schlicke et al. 2022]. Die vereinfachte Berechnung mit einer mittleren Verbundspannung von $\tau_m = 1,8 \cdot f_{ctm}$ unterschätzt die rechnerische Rissbreite bei Berücksichtigung einer „schlupfabhängigen“ Verbundspannung um bis zu 30 %. Die eigenen Berechnungen kommen zu einer ähnlichen Einschätzung. Dies ist insbesondere dann von Bedeutung, wenn erhöhte Anforderungen an die Begrenzung der Rissbreite von Betonbauteilen gestellt werden, wie z. B. bei Spanngliedern im sofortigen oder nachträglichen Verbund oder bei wasserundurchlässigen Bauwerken aus Beton.

Das Verbundmodell gibt einen tieferen Einblick in den Zusammenhang zwischen Rissverteilung und Rissbreite sowie in die Berechnung der Stahldehnungs- und Betondehnungsverteilungen. Es ist möglich, die verschiedenen Phasen der Rissbildung (u. a. Einzelrisszustand und abgeschlossenes Rissbild) und deren Zeitpunkt rechnerisch vorherzusagen. Dabei ist die Rissentstehung und -bildung immer auch ein probabilistisches Problem und stark von zufälligen Materialstreuungen und Gefügeschwankungen abhängig. Obwohl die Nachrechnung des Datensatzes mit Rissbreiten sehr gute Ergebnisse liefert, sind für eine abschließende Plausibilisierung der Rissbreitenberechnung mit dem Verbundmodell weitere experimentelle Untersuchungen erforderlich.

6.4.4 Tension Stiffening

Stahlbeton ist eine gerissene Bauweise. In den Rissen wird die Zugkraft ausschließlich von der Stahlbewehrung aufgenommen und zwischen zwei Rissen werden die Zugspannungen über den Verbund wieder in den Beton eingeleitet. Dadurch beteiligt sich der Beton an der Aufnahme der inneren Zugkräfte, was zu einer Erhöhung der Bauteilsteifigkeit führt. Dieser Effekt der Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen wird als *Zugversteifung* bzw. *Tension Stiffening* bezeichnet (vgl. Abschn. 2.3.3).

Um das Verbundverhalten und die Dehnsteifigkeit in der numerischen Modellierung korrekt zu berücksichtigen, ist eine möglichst exakte und genaue Abbildung der Rippengeometrie und der Kontaktbedingungen zwischen Stahl und Beton erforderlich. Eine solche diskrete numerische Modellierung ist mit einem enormen Modellierungs- und Rechenaufwand verbunden und führt aufgrund der Komplexität des Verbundverhaltens trotzdem nicht immer zum gewünschten Ergebnis. Als wesentlich einfachere Umsetzung kann die Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts in der numerischen Modellierung durch die Implementierung einer Verbundarbeitslinie (Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung) erfolgen. Die Stab- oder Volumenelemente der Bewehrung werden über Kopplungen mit den Volumenelementen des Betons verbunden und den Kopplungen wird eine Arbeitslinie für den Verbund (modifizierte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung) zugewiesen [z. B. Jendele u. Cervenka 2006; Kabele et al. 2010]. Der Erfolg der Modellierung hängt im Wesentlichen von der Qualität der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ab.

Das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Verbundmodell auf Basis einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wurde anhand einer Vielzahl von Versuchen kalibriert. Für die Anwendung in der

numerischen Modellierung und zur Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts werden sehr gute Ergebnisse erwartet. Vergleichende FEM-Berechnungen der experimentellen Versuche sowie von Versuchen aus der Literatur stehen derzeit noch aus und waren nicht Bestandteil dieser Arbeit.

6.5 Zusammenfassung und Folgerungen

Im Rahmen dieses Kapitels wurde das aus eigenen experimentellen Untersuchungen abgeleitete Verbundmodell an umfangreichen experimentellen Datensätzen kalibriert und um die bisher nicht oder nur unzureichend untersuchten Parameter Querbewehrung und Querdruck erweitert. Darüber hinaus wurde die Anwendung des Verbundmodells bei der Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen in den Grenzzuständen GZT und GZG, bei der Berechnung von Rissbreiten und Rissverteilungen sowie bei der Berücksichtigung von Tension Stiffening gezeigt. Zusammenfassend können folgende Aussagen getroffen diskutiert:

- Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung gilt für Spaltversagen bei praxisüblichen Betondeckungen. Es wird zwischen Übergreifungsstößen und Verankerungen unterschieden.
- Eine weitere Verbesserung des Verbundmodells erfolgte durch die multivariate Modellanpassung anhand der Versuchsdatensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen. Gegenüber dem Verbundmodell aus Kapitel 4, das direkt aus den eigenen experimentellen Untersuchungen abgeleitet wurde, ergaben sich Unterschiede im Einfluss der Querbewehrung und in der Beschreibung des Nachbruchverhaltens. Zusätzlich wurde das Modell um den Einfluss des Querdrucks erweitert, der nicht Bestandteil der experimentellen Untersuchungen war. Mäßige Verbundbedingungen werden in Abhängigkeit vom Abstand der Bewehrung über dem Schalungsboden berücksichtigt.
- Für die Bestimmung der Verbundtragfähigkeit ist die korrekte Erfassung von Rissen entlang von Übergreifungsstößen und Verankerungen von zentraler Bedeutung, da vor den Rissen ein lokales Verbundverhalten wirkt. Die Rissabstände und Anzahl von Rissen im GZT und GZG werden anhand der Lasteinleitungslänge l_t abgeschätzt, die ebenfalls mit dem Verbundmodell berechnet wird.
- Das erweiterte Verbundmodell dient nicht nur der Berechnung der Verbundtragfähigkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen, sondern ermöglicht auch die detaillierte Ermittlung der Verläufe von Stahlspannungen, Verbundspannungen und Schlupf. Damit lassen sich komplexe Zusammenhänge der Verbundtragwirkung besser verstehen und Verträglichkeitsbedingungen genauer interpretieren.
- Zur Vermeidung großer Schlupfwerte von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZG, die zu einer möglichen deutlichen Überschreitung der zulässigen Rissbreiten führen würden, sollten dafür ungünstige Parameterkombinationen vermieden werden. Ein wirksamer Ansatz ist die Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung

der Mindestübergreifungslänge $l_{0,\min}/\sigma_s$ bzw. Mindestverankerungslänge $l_{b,\min}/\sigma_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit.

- Das Verbundmodell gibt einen tieferen Einblick in den Zusammenhang zwischen Rissverteilung und Rissbreite. Es ist möglich, die verschiedenen Phasen der Rissbildung (u. a. Einzelrisszustand und abgeschlossenes Rissbild) und deren Zeitpunkt rechnerisch vorherzusagen. Zum Einfluss der verschiedenen Verbundparameter wie Betonfestigkeit, Stabdurchmesser, Betondeckung etc. lassen sich zahlreiche Erkenntnisse ableiten, die zu einer weiteren Verbesserung der derzeitigen Bemessungsregeln zur Begrenzung der Rissbreiten beitragen können.
- Die Anwendung des Verbundmodells als Arbeitslinie für den Verbund (Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung) in der numerischen Modellierung wird als vielversprechend angesehen. Es wird erwartet, dass Effekte wie Tension-Stiffening sehr genau dargestellt werden können.

Kapitel 7

Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

Die Arbeit leistet einen Beitrag zum vertieften Verständnis sowie der zutreffenden Beschreibung der Mechanismen und Einflüsse auf das Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung bei Spaltversagen. Der Schwerpunkt liegt dabei auf der Entwicklung eines ganzheitlichen Verbundmodells, das die Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZT und GZG, die Berechnung von Rissbreiten und -verteilung sowie die Berücksichtigung von Tension Stiffening ermöglicht.

Wie eingangs in Kapitel 1 beschrieben, werden die neuen Bemessungsregeln der 2. Generation des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] basierend auf fib Model Code 2010 bis voraussichtlich 2027 bauaufsichtlich eingeführt. In den Bemessungsregeln werden die verschiedenen Aspekte des Verbundes unterschiedlich behandelt, obwohl sie auf den weitgehend gleichen mechanisch-physikalischen Prinzipien beruhen. Dadurch bleiben Potenziale ungenutzt, z. B. für eine genauere Vorhersage der Rissbreiten. Benötigt wird eine ganzheitliche Betrachtung des Verbundes, die es erlaubt, eine einheitliche und konsistente Modellvorstellung auf alle Aspekte des Verbundes gleichermaßen anzuwenden. Hierfür eignen sich besonders Modelle mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung. Die meisten dieser existierenden Modelle sind jedoch nicht in der Lage, das Verbundverhalten bei Spaltversagen adäquat abzubilden, da sie überwiegend aus einfachen Ausziehversuchen mit praxisfernen Randbedingungen abgeleitet wurden. Ziel dieser Arbeit war die Entwicklung eines konsistenten Modells für das in Stahlbetonbauteilen meist maßgebende Spaltversagen unter Verwendung sowohl eigener experimenteller Untersuchungen als auch von Versuchsdaten aus der Literatur. Das Modell kann auf alle Aspekte des Verbundverhaltens gleichermaßen angewendet werden und schließt diese bestehende Forschungslücke.

Kapitel 2 fasst die Grundlagen zum Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung zusammen. Neben den zentralen Definitionen von Verbundspannung und Schlupf, Verbundmechanismen und Verbundtragwirkung, der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes und der Definition von Verbundrissen werden die zentralen Einflüsse auf den Betonstahlverbund erläutert. Das Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung im Falle eines Spaltversagens wird im Wesentlichen durch die Verbundlänge und das Stahlspannungsniveau, die Betonzugfestigkeit, den Stabdurchmesser, die Betondeckung und die Querbewehrung, einen vorhandenen Querdruck sowie gute und mäßige

Verbundbedingungen bestimmt. Die meisten Untersuchungen lassen den Schluss zu, dass im Gegensatz zum Ausziehversagen beim Spaltversagen die Oberflächenform des Bewehrungsstabes, sofern sie innerhalb der normativen Grenzen liegt, grundsätzlich von untergeordneter Bedeutung ist. Von entscheidender Relevanz sind dagegen die Rissbildung und das lokale Verbundverhalten in der Nähe von Querrissen. Die Verwendung einer verbundfreien Vorlänge, wie sie bei Ausziehversuchen oder auch bei einer Reihe anderer Verbunduntersuchungen (z.B. Beam-End Tests) häufig üblich ist, führt zu keiner realitätsnahen Abbildung des Verbundverhaltens und zu einer deutlichen experimentellen Überschätzung der Verbundtragfähigkeit. Es muss festgestellt werden, dass derartige Fehlannahmen bei der experimentellen Betrachtung des Verbundes die Ursache für eine Vielzahl von Unzulänglichkeiten in den bestehenden Verbundmodellen und Bemessungsregeln sind. Als weitere Punkte werden im Kapitel 2 die bemessungsrelevanten Aspekte des Verbundes – Übergreifungsstöße und Verankerungen, Rissbreiten und Rissverteilung sowie Tension Stiffening – diskutiert. Darüber hinaus werden die verschiedenen Ansätze zur Bemessung und Modellierung von Verbundproblemen behandelt.

In Kapitel 3 werden die experimentellen Untersuchungen mit Dehnkörperversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen dargestellt, die als Grundlage für das Verbundmodell dienen. Die Versuche wurden so konzipiert, dass durch die Auswahl spezifischer Verbundversuche, die im Vergleich zu Bauteilversuchen einfach durchzuführen waren, das Spaltversagen möglichst praxisnah abgebildet und gleichzeitig eine große Anzahl von Parameterkombinationen untersucht werden konnten. Durch den umfassenden Einsatz moderner, hochauflösender Messtechnik wie faseroptischer Dehnungsmessung oder digitaler Bildkorrelation war es möglich, eine außerordentliche Ergebnistiefe zu erzielen und Effekte wie das lokale Verbundverhalten und den Einfluss der Rissbildung sehr detailliert zu erfassen. Die experimentellen Untersuchungen zeigten, dass die Betonzugfestigkeit im Vergleich zur Betondruckfestigkeit eine genauere Beschreibung der Verbundtragwirkung ermöglicht. Die Betondeckung hatte einen günstigen Einfluss auf das Verbundverhalten, hingegen nahm mit zunehmendem Stabdurchmesser die Übertragung der Verbundspannungen ab. Mäßige Verbundbedingungen entstehen in der oberen Bewehrungslage durch die Bildung von Fehlstellen und Poren unter den horizontalen Bewehrungsstäben infolge von Sedimentation beim Verdichten des Betons. Zusätzlich führt die Sedimentation des Frischbetons zu einem Anstieg des w/z -Wertes in den oberen Bauteilschichten und zu einer Abnahme der Betonfestigkeit. In den experimentellen Untersuchungen konnten die beiden maßgeblichen Effekte mäßiger Verbundbedingungen – Fehlstellen unter der Bewehrung und eine verringerte Betonfestigkeit – getrennt betrachtet werden. Fehlstellen an der Unterseite der Bewehrungsstäbe führten bei Spaltversagen zu keiner wesentlichen Verringerung der Verbundübertragung. Mäßige Verbundverhältnisse resultieren bei Spaltversagen somit im Wesentlichen aus der geringeren Betonfestigkeit in den oberen Bauteilschichten. Bei den Ausziehversuchen nahm der Einfluss dieser durch Sedimentation entstandenen Fehlstellen mit zunehmender Beanspruchung der Betonkonsolen zu. Dabei wurde eine deutliche Verringerung des Verbundwiderstandes mit solchen Fehlstellen festgestellt. Ein sehr ähnliches Bild zeigte sich auch für den Einfluss der Rippengeometrie auf das Verbundverhalten. Während beim Spaltversagen unabhängig von den übrigen Verbundparametern für Stäbe mit unterschiedlichen Rippengeometrien sowohl hinsichtlich

der Verbundtragfähigkeit als auch der Verbundsteifigkeit ein nahezu identisches Verbundverhalten beobachtet wurde, zeigten sich beim Ausziehversagen Unterschiede in der Verbundtragfähigkeit von bis zu 40 %.

Abgeleitet aus den experimentellen Untersuchungen mit Dehnkörperversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen wird in Kapitel 4 ein Verbundmodell mit einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung dargestellt. Die Modellarbeitslinie wird durch zwei Hüllkurven beschrieben: Eine Hüllkurve für den aufsteigenden Ast und eine zweite Hüllkurve für das Nachbruchverhalten. Das Verbundverhalten bis zum Spaltbruch wurde in den zentrischen Dehnkörperversuche unter Einsatz von faseroptischer Dehnungsmessung und digitaler Bildkorrelation sehr detailliert erfasst. Das Nachbruchverhalten wurde im Wesentlichen aus den konsolenförmigen Ausziehversuchen abgeleitet. Die Besonderheit des Verbundmodells liegt darin, dass Effekte wie das lokale Verbundverhalten in der Nähe von Querrissen durch den Einsatz umfangreicher Messtechnik sehr genau beschrieben werden können. Die Validierung des Verbundmodells erfolgte in drei Schritten: Zunächst wurde es mit bestehenden Verbundmodellen aus der Literatur verglichen. Anschließend wurden eigene Versuche nachgerechnet, um zu zeigen, dass das Verbundmodell mit der angewandten Berechnungsmethodik zum gleichen Ergebnis führt. Im nächsten Schritt wurden gut dokumentierte Versuche aus der Literatur mit dem Verbundmodell berechnet, was ebenfalls eine gute Übereinstimmung zeigte.

Mit Hilfe einer Versuchsdatenbank für Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZT können verschiedene Fragestellungen auf der Grundlage einer breiteren Datenbasis untersucht werden. Kapitel 5 beschreibt die Struktur der Versuchsdatensätze und die Filterkriterien für eine sinnvolle Eingrenzung. Anhand der Datensätze wurden die Bemessungsgleichungen aus fib Model Code 2010, FprEN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1 verglichen. Die Modelle von fib Model Code 2010 und FprEN 1992-1-1 zeigen eine deutlich bessere Übereinstimmung mit den Datensätzen für Übergreifungsstöße und Verankerungen als die Bemessungsgleichung in der aktuellen Fassung des Eurocode 2. Die ursprüngliche Formulierung der Bemessungsgleichungen aus fib Model Code 2010 und FprEN 1992-1-1 gehen auf die Ableitung aus einem vergleichbaren experimentellen Datensatz zurück. Aufgrund der einfachen Modellformulierung eignet sich das Modell aus fib Model Code 2010 besonders gut für eine vertiefte Untersuchung der Einflussparameter mittels nichtlinearer Regressionsanalyse. Durch Ausgleichsrechnung wurden die Modellparameter des Funktionsstamms so angepasst, dass die residuale Abweichung zwischen Modell und Datensatz minimiert wurde. Dieses Vorgehen erlaubte eine vertiefte Diskussion und Bewertung der einzelnen Verbundparameter auf der Grundlage mathematischer Analysen. In einem weiteren Schritt wurde der Einfluss der Betonzugfestigkeit auf das Verbundverhalten sowie gute und mäßige Verbundbedingungen vor dem Hintergrund der Versuchsdatensätze vertieft betrachtet.

Was für eindimensionale Bemessungsgleichungen praktikabel ist, kann auch für komplexe Modelle genutzt werden. In einer multivariaten Modellanpassung wurde das in Kapitel 4 beschriebene Verbundmodell an den experimentellen Datensätzen aus Kapitel 5 kalibriert und um die bisher nicht oder nur unzureichend untersuchten Parameter Querbewehrung und Querdruck erweitert. Kapitel 6 beschreibt die Vorgehensweise und den Aufbau dieser Erweiterung des Verbundmodells.

Es wurde zwischen einem Verbundmodell für Übergreifungsstöße und einem Verbundmodell für Verankerungen differenziert. Unterschiede ergaben sich vor allem bei der Berücksichtigung der Betondeckung. Entsprechende Abweichungen wurden auch bei der Datenbankanalyse festgestellt. Im Vergleich zu anderen Verbundmodellen, die ebenfalls auf einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung basieren, liefert das erweiterte Verbundmodell die genaueste Modellvorhersage, wenn der experimentelle Datensatz mit Übergreifungsstoßversuchen nachgerechnet wird. Neben der Bemessung von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZT können weitere Lastzustände berechnet, Rissbreiten zutreffend prognostiziert und Tension Stiffening berücksichtigt werden. Diese breite Anwendung ermöglicht nicht nur die Harmonisierung der einzelnen Bemessungsgrundlagen und die einheitliche Berücksichtigung des Verbundverhaltens innerhalb der bemessungsrelevanten Aspekte des Verbundes, sondern auch die Ableitung weiterführender Erkenntnisse: Zur Vermeidung großer Schlupfwerte von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZG, die zu einer möglichen deutlichen Überschreitung der zulässigen Rissbreiten führen würden, sollten dafür ungünstige Parameterkombinationen vermieden werden. Ein wirksamer Ansatz ist die Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge bzw. Mindestverankerungslänge für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit. Das Verbundmodell gibt außerdem einen tieferen Einblick in den Zusammenhang zwischen Rissverteilung und Rissbreiten. Es ist möglich, die verschiedenen Phasen der Rissbildung (u. a. Einzelrisszustand und abgeschlossenes Rissbild) und deren Zeitpunkt rechnerisch vorherzusagen. Über den Einfluss der verschiedenen Verbundparameter wie Betonfestigkeit, Stabdurchmesser, Betondeckung etc. lassen sich zudem zahlreiche Erkenntnisse ableiten, die zu einer weiteren Verbesserung der derzeitigen Bemessungsregeln zur Begrenzung der Rissbreiten beitragen können.

7.2 Perspektiven und Potenziale

Im Folgenden werden Perspektiven und Potenziale des in dieser Arbeit entwickelten Verbundmodells aufgezeigt. So kann das Verbundmodell für die Überprüfung weiterer Anwendungen wie z. B. den Einsatz von hochfesten Bewehrungsstählen, stabförmiger Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen oder die Ausführung von Übergreifungsstößen und Verankerungen mit Kopfbolzen oder Schlaufen eingesetzt werden.

Hochfeste Betonstahlbewehrung Hochfeste Betonstahlbewehrung mit einer Streckgrenze von mehr als 670 N/mm^2 ermöglicht große Einsparpotenziale durch effizientere, schlankere Stahlbetonkonstruktionen und Vorteile bei der Betonierbarkeit und Ausführbarkeit durch reduzierte Bewehrungskonzentrationen [Scheibe et al. 2014]. Während in Deutschland ohne Zustimmung im Einzelfall ausschließlich Betonstahlbewehrung mit einem Nennwert der charakteristischen Streckgrenze von $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ zugelassen ist, stehen andere Länder, wie z. B. die USA, dem Einsatz hochfester Bewehrungsstähle offener gegenüber. Der Einsatz hochfester Bewehrungsstähle in Druckgliedern (z. B. Stützen) oder in der Geotechnik als (Mikro-) Bohrpfähle ist durchaus erprobt. Als Einsatz in

Biegebauteilen stößt hochfeste Bewehrung schnell an die Grenzen der Anwendbarkeit, insbesondere weil die Anforderungen an die Gebrauchstauglichkeit nach den aktuellen Nachweisformaten bei großen Stahlspannungen nicht erfüllt werden können. Höhere Stahlspannungen führen zwangsläufig zu größeren Rissbreiten, deren Begrenzung für sichere und dauerhafte Tragwerke unerlässlich ist. Die Bemessungsgleichungen aus fib Model Code 2010 oder DIN EN 1992-1-1 zur Berechnung der Rissbreiten treffen verschiedene vereinfachende Annahmen, die sich für die Bemessung mit höheren Stahlspannungsniveaus als ungeeignet erweisen: Ungeachtet der Vielzahl relevanter Einflüsse auf das Verbundverhalten wird stark pauschalisierend von einer linearen Lasteinleitung mit einer Verbundspannung vom 1,8-fachen der Betonzugfestigkeit ausgegangen ($\tau \approx 1,8 \cdot f_{ctm}$). Daraus ergibt sich eine Lasteinleitungslänge l_t , die unabhängig vom Lastniveau ist. Höhere Stahlspannungen führen jedoch zu einem größeren Zuwachs an Schlupf und damit zu einer effizienteren Kraftübertragung als bei niedrigeren Stahlspannungen. Für die Prognose von Rissbreiten hochfester Bewehrung mit Stahlspannungsniveaus im GZG, welche die konventionelle Betonstahlbewehrung B500 um ein Vielfaches übersteigen, sind die bisherigen Bemessungsansätze zur Begrenzung der Rissbreiten damit eher ungeeignet.

Mit dem erweiterten Verbundmodell auf der Basis einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung können wesentlich aussagekräftigere Prognosen über wirklichkeitsnahe Rissbreiten getroffen werden. Mit dem Verfahren der schrittweisen numerische Integration der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird für ein beliebiges Stahlspannungsniveau σ_s die Lasteinleitungslänge l_t berechnet, die erforderlich ist, damit sich infolge der eingeleiteten Verbundkräfte ein erneuter Querriss bildet. Unter der Annahme, dass der Abstand zwischen zwei Primärrissen mindestens die einfache und maximal die doppelte Lasteinleitungslänge l_t beträgt, werden die minimalen und maximalen rechnerischen Rissbreiten $w_{calc,min}$ und $w_{calc,max}$ in einer Grenzwertanalyse für unterschiedliche Stahlspannungsniveaus betrachtet. Die Beispielrechnungen in Abbildung 7.1 wurden mit unterschiedlichen Betonstahldurchmessern ($\varnothing_s = 10 \text{ mm}, 16 \text{ mm}$ und 25 mm), einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ($f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$), einer bezogenen Betondeckung $c/\varnothing_s = 2$, einem Querbewehrungsgrad von $\rho_t = 0,02$ und einem effektivem Bewehrungsgrad von $\rho_{s,ef} = 0,03$ durchgeführt. Bei kleinen Stabdurchmessern ($\varnothing_s = 10 \text{ mm}$) überschreitet die maximale rechnerische Rissbreite $w_{calc,max}$ erst ab einer Stahlspannung von $\sigma_s \geq 700 \text{ N/mm}^2$ den aus Gründen des Korrosionsschutz zwingend einzuhaltenden Grenzwert von $0,3 \text{ mm}$. Bei einem Verhältnis GZT/GZG von $1,6$ entspricht dies einer nutzbaren Streckgrenze von über 1100 N/mm^2 . Bei einem Bewehrungsdurchmesser von 16 mm wird bei maximalem Rissabstand s_r vom zweifachen der Lasteinleitungslänge eine maximale rechnerische Rissbreite $w_{calc,max}$ von $0,3 \text{ mm}$ bereits bei einer Stahlspannung von $\sigma_s = 390 \text{ N/mm}^2$ überschritten. Bei einem angenommenen Rissabstand s_r von der 1,8-fachen Lasteinleitungslänge erhöht sich die Stahlspannung auf ca. 430 N/mm^2 , bei der die Rissbreite von $0,3 \text{ mm}$ überschritten wird. Bei einem Verhältnis GZT/GZG von $1,6$ entspricht dies immerhin noch einer nutzbaren Streckgrenze von 625 N/mm^2 bzw. 690 N/mm^2 . Bei einem Bewehrungsdurchmesser von 25 mm ist die Streckgrenze hochfester Bewehrung nicht mehr voll nutzbar, da bereits bei geringer Stahlspannungsniveaus die Begrenzung der Rissbreiten im GZG maßgebend wird.

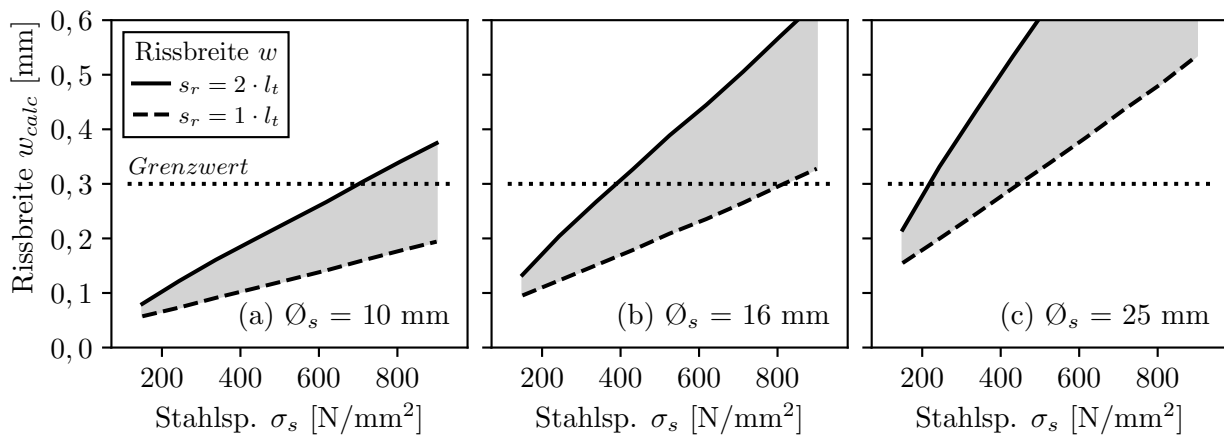


Abbildung 7.1: Grenzwertanalyse zur rechnerischen Rissbreite w_{calc} bei unterschiedlichen Stahlspannungsniveaus σ_s ($f_{\text{ctm}} = 2,9 \text{ N/mm}^2$, Betondeckung $c/\varnothing_s = 2$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 0,02$ und effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,\text{ef}} = 0,03$)

Das Berechnungsbeispiel zeigt, dass die Potenziale der hochfesten Bewehrung vor allem bei kleinen und mittleren Stabdurchmessern liegen, da hier die erforderlichen Rissbreiten sicher eingehalten werden können und aufgrund der höheren Streckgrenze trotzdem eine ordentliche Steigerung der Tragfähigkeit erreicht werden kann. Bei größeren Stabdurchmessern nehmen die Rissbreiten überproportional zu, so dass eine hohe Streckgrenze aus Gründen der Rissicherheit nicht voll nutzbar ist. Bei Verwendung kleinerer Bewehrungsdurchmesser und ansonsten gleichem Betonquerschnitt ergibt sich noch ein weiterer Vorteil: Bei gleicher Betondeckung c aber kleinerem Stabdurchmesser \varnothing_s erhöht sich die bezogene Betondeckung c/\varnothing_s , was sich günstig auf die Rissbreite auswirkt. Bei hochfesten oder ultrahochfesten Betonen können ggf. größere Durchmesser wirtschaftlich eingesetzt werden, da aufgrund der hohen Betonzugfestigkeit geringere Rissbreiten auftreten. Auf der Grundlage des Verbundmodells sollten weitere umfassende Parameterstudien durchgeführt werden, die zusammen mit experimentellen Untersuchungen eine fundierte Bewertung der Anwendungsgrenzen für den Einsatz hochfester Bewehrungsstähle ermöglichen können.

Stabförmige Bewehrung aus Faserverbundwerkstoffen Neben hochfester Betonstahlbewehrung wurden verschiedene Verbundwerkstoffe für den Einsatz als Bewehrungselemente entwickelt, die Zugfestigkeiten von weit über 1000 N/mm^2 aufweisen können. Dabei handelt es sich um Kunststoffe, die mit unterschiedlichen Faserwerkstoffen verstärkt sind, z. B. glasfaserverstärktes Polymer GFRP (*Glas Fiber Reinforced Polymer*), kohlenstofffaserverstärktes Polymer CFRP (*Carbon Fiber Reinforced Polymer*) oder basaltfaserverstärktes Polymer BFRP (*Basalt Fiber Reinforced Polymer*). Während die Kosten im Vergleich zur herkömmlichen Betonstahlbewehrung relativ hoch sind, liegen die Vorteile vor allem in der Beständigkeit gegen Korrosion, Chemikalien, Laugen und Salzionen. Darüber hinaus sind die Materialien nicht magnetisch, nicht elektrisch leitend und gut zerspanbar. Während die Verbundwerkstoffe eine hohe Festigkeit aufweisen, ist der Elastizitätsmodul aufgrund der Polymerbestandteile im Vergleich zur Betonstahlbewehrung relativ gering. GFRP-Bewehrung

hat einen linear ansteigenden Elastizitätsmodul von ca. $60\,000\text{ N/mm}^2$, CFRP-Bewehrung von ca. $100\,000\text{ N/mm}^2$ und BFRP-Bewehrung im Bereich von $40\,000$ bis $55\,000\text{ N/mm}^2$ [Schöck 2023; Basalt Fibertec 2021; SGL 2019]. Abbildung 7.2 zeigt schematisch das Spannungs-Dehnungs-Diagramm der verschiedenen Werkstoffe bis zur wirksamen Streckgrenze.

Obwohl GFRP, CFRP und BFRP nicht korrosiv sind, sollten die Rissbreiten aus ästhetischen Gründen auf $0,4\text{ mm}$ begrenzt bleiben. Wegen des geringen Elastizitätsmoduls wird der Nachweis für die Begrenzung der Rissbreiten meist maßgebend, so dass die hohe Zugfestigkeit der Werkstoffe oft nicht ausgenutzt werden kann. In einem Rechenbeispiel wird mit dem erweiterten Verbundmodell in theoretischen Überlegungen überprüft, welche Auswirkungen durch einen niedrigen E-Modul als Einflussgröße auf das rechnerische Verbundtragverhalten z. B. eines Übergreifungsstoßes im GZT und auf die rechnerischen Rissbreiten w_{calc} im GZG zu erwarten sind. Da die Oberflächengestalt der Bewehrungsstäbe in den bisherigen Untersuchungen kaum einen Einfluss auf das Spaltversagen hatte, wird im Berechnungsbeispiel vereinfachend für alle Werkstoffe die gleiche Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung angenommen. Diese entsprechend stark vereinfachende Annahme ist in jedem Fall durch weitere experimentelle Untersuchungen zu überprüfen. Für die Berechnung der Übergreifungsstöße im GZT wird ein mittlerer Rissabstand von der 1,5-fachen Lasteinleitungslänge ($s_r = 1,5 \cdot l_t$) und für die Abschätzung der maximalen Rissbreiten ein Rissabstand von der zweifachen Lasteinleitungslänge ($s_r = 2 \cdot l_t$) angenommen. Das Rechenbeispiel wurde für Stäbe mit den Durchmessern $\varnothing_s = 10\text{ mm}$ (Abb. 7.3 (a)) und $\varnothing_s = 16\text{ mm}$ (Abb. 7.3 (b)) durchgeführt. Außerdem wurden ein Beton der Betonfestigkeitsklasse C30/37 ($f_{\text{ctm}} = 2,9\text{ N/mm}^2$), eine Betondeckung $c/\varnothing_s = 2$, ein Querbewehrungsgrad $\rho_t = 2\%$ und ein effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,\text{ef}} = 3\%$ angenommen. Bei einem für GFRP, CFRP und BFRP typischen niedrigeren Elastizitätsmodul zwischen $50\,000$ bis $100\,000\text{ N/mm}^2$ können für einen Übergreifungsstoß der Länge $l_0 = 20\varnothing_s$ beim rechnerischen Verbundversagen im GZT um etwa ein Drittel geringere Spannungen übertragen werden als bei dem für Betonstahl typischen deutlich höheren Elastizitätsmodul von ca. $205\,000\text{ N/mm}^2$ (Abb. 7.3 links). Ein geringer Elastizitätsmodul

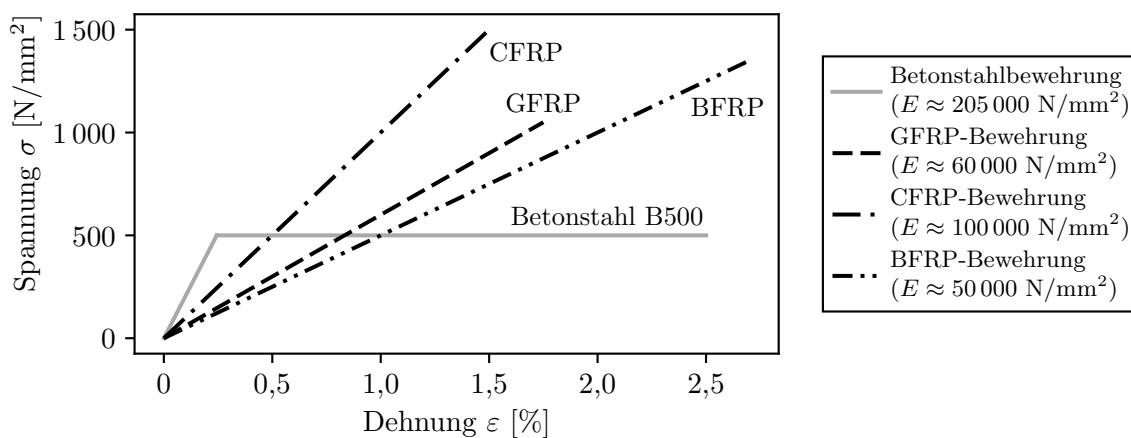
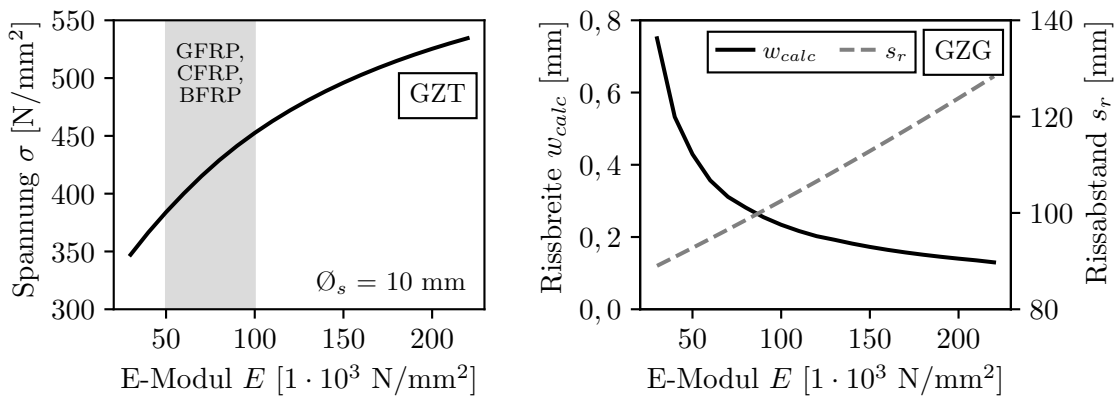


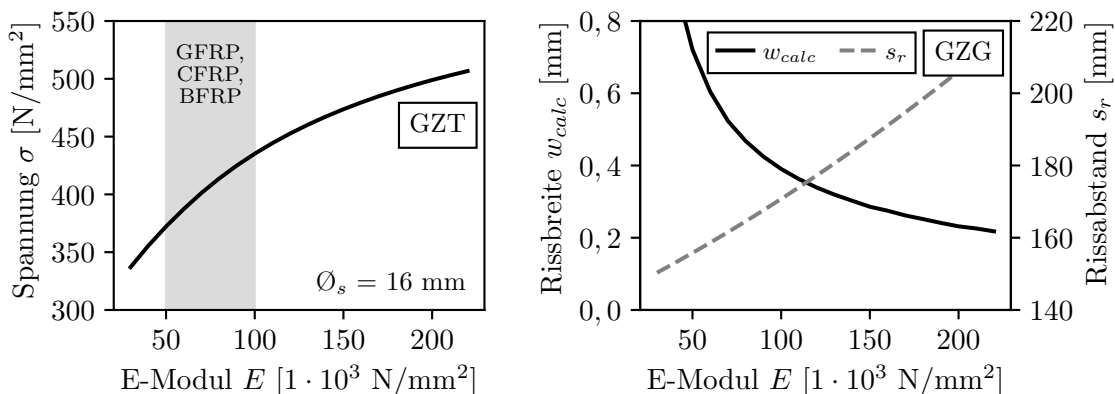
Abbildung 7.2: Schematisches Spannungs-Dehnungs Diagramm von Betonstahl, GFRP, CFRP und BFRP nach [Schöck 2023; Basalt Fibertec 2021; SGL 2019]

wirkt sich sehr ungünstig auf die maximale rechnerisch übertragbare Spannung beim Verbundbruch aus. Die Beobachtungen sind weitgehend unabhängig vom Durchmesser.

Auch beim Nachweis zur Begrenzung der Rissbreiten wirkt sich ein niedriger Elastizitätsmodul ungünstig auf die Rissbreiten aus. Im Rechenbeispiel werden mit den Werkstoffen GFRP, CFRP und BFRP mit niedrigem Elastizitätsmodul mit einem Stab vom Durchmesser 10 mm die erforderlichen Rissbreiten von 0,4 mm gerade noch eingehalten (Abb. 7.3 (a) rechts). Da sich bei niedrigem Elastizitätsmodul die Verbundspannungen aufgrund des stärkeren Zuwachses des Schlupfes schneller aufbauen können, verringert sich der Rissabstand s_r etwas, was jedoch den stärkeren Zuwachs der Rissbreite durch den niedrigen E-Modul nur unwesentlich beeinflusst. Bei einem für Betonstahl typischen E-Modul von $205\,000\text{ N/mm}^2$ wird dagegen eine Rissbreite von weniger als 0,2 mm berechnet. Bereits



(a) Rechnerische Spannung σ im GZT für einen Übergreifungsstoß der Länge $l_0 = 20 \varnothing_s$ (links) und rechnerische Rissbreite w_{calc} bei 280 N/mm^2 Spannung im GZG (rechts) beim Stab $\varnothing = 10\text{ mm}$



(b) Rechnerische Spannung σ im GZT für einen Übergreifungsstoß der Länge $l_0 = 20 \varnothing_s$ (links) und rechnerische Rissbreite w_{calc} bei 280 N/mm^2 Spannung im GZG (rechts) beim Stab $\varnothing = 16\text{ mm}$

Abbildung 7.3: Rechenbeispiel zum Einfluss des E-Moduls E auf die rechnerische Spannung σ im GZT und die Rissbreiten w_{calc} im GZG bei $f_{ctm} = 2,9\text{ N/mm}^2$, Betondeckung $c/\varnothing_s = 2$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 2\%$ und effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,ef} = 3\%$

bei einem Stabdurchmesser von 16 mm wird bei niedrigem E-Modul von 50 000 bis 100 000 N/mm² die Rissbreite von 0,4 mm deutlich überschritten (Abb. 7.3 (b) rechts). Die einzuhaltende Rissbreite kann nur erreicht werden, indem mehr Bewehrung eingebaut wird. Zusammenfassend ist festzustellen, dass Bewehrung aus den Werkstoffen GFRP, CFRP und BFRP wahrscheinlich nur bei kleinen Stabdurchmessern wirtschaftlich eingesetzt werden kann. Entsprechende Überlegungen müssen jedoch durch experimentelle Untersuchungen weiter vertieft werden. Für die Festlegung sinnvoller experimenteller Versuchskonfigurationen kann das erweiterte Verbundmodell ein nützliches Werkzeug sein.

Übergreifungsstöße und Verankerungen mit Kopfbolzen oder Schlaufen Auf die Betonstahlbewehrung aufgestauchte, aufgeschweißte oder angeschraubte Köpfe bzw. Ankerplatten – im Allgemeinen Kopfbolzen oder Kopfbolzenanker genannt (engl. *headed bars*) – sind wie Schlaufen eine weitere effektive Möglichkeit, die Verbundtragfähigkeit durch mechanische Hilfsmittel zu vergrößern. Im Entwurf der 2. Generation des Eurocode 2 [FprEN 1992-1-1] werden neue Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße und Verankerungen mit Kopfbolzen und Schlaufen eingeführt. In Deutschland liegen bisher nur wenige Erfahrungen mit den neu vorgeschlagenen Bemessungsregeln für diese Varianten von Übergreifungsstößen und Verankerungen vor [Hegger et al. 2021]. Bei der Bemessung wird unterschieden zwischen dem Traganteil bzw. der Kraft, die über den Kopfbolzen oder die Schlaufe punktförmig am Stabende in den Beton eingeleitet wird, und dem additiven Traganteil des durch Verbund verankerten Stabes. Für die Berechnung der über das gerade Stabende eingeleiteten Verbundkraft wird die übliche Bemessungsgleichung für Verankerungen und Übergreifungsstöße mit geraden Stabenden verwendet. Da jedoch ein mechanisches Hilfsmittel wie ein Kopfbolzen oder eine Schlaufe die Kinematik des verschieblichen Verbundes grundlegend verändert, ist diese Analogie zu einer Verankerung oder Übergreifung mit geradem Stabende keinesfalls zutreffend. Dies kann anhand des erweiterten Verbundmodells anschaulich dargestellt werden (Abb. 7.4).

Die Wirksamkeit von Verbundverankerungen mit geraden Stabenden herkömmlicher Betonstahlbewehrung beruht darauf, dass am unbelasteten Stabende ein Schlupf möglich ist. Bei einer Verankerung mit geradem Stabende stellt sich bei maximaler Verbundkraft ein Schlupf am unbelasteten Stabende ein, wodurch große Verbundkräfte in den Beton eingeleitet werden können (Abb. 7.4 (a)). Die Stahlspannung σ_s am unbelasteten Stabende ist Null. Durch mechanische Hilfsmittel wie Kopfbolzen oder Schlaufen wird am Stabende eine Kraft in den Beton eingeleitet, wodurch die Stahlspannung σ_s am Stabende sprunghaft ansteigt (hier $\sigma_s = 242 \text{ N/mm}^2$, Abb. 7.4 (b)). Gleichzeitig verhindert das mechanische Hilfsmittel, dass sich das Stabende gegen den Beton verschieben kann (Schlupf $s_0 \approx 0$). Damit große Verbundkräfte am Stab übertragen werden können, muss sich erst ein entsprechender Schlupf aufbauen.

Im Rechenbeispiel kann mit der Verbundverankerung mit geradem Stabende eine Stahlspannung von 153 N/mm^2 verankert werden. Obwohl die absolut verankerte Kraft beim Stab mit Kopfbolzen durch das mechanische Hilfsmittel wesentlich größer ist, wird entlang des freien Stabendes nur etwa die Hälfte der Verbundkraft übertragen. Dies ist auf die behinderte Verschiebung des

Stabendes durch den Kopfbolzen zurückzuführen. Setzt man entsprechend FprEN 1992-1-1 den Traganteil einer herkömmlichen Verankerung mit geradem Stabende an, wird die Verbundkraft um ca. 25 % überschätzt. Mit dem erweiterten Verbundmodell können die einzelnen Traganteile von Bewehrungsstäben mit mechanischen Hilfsmitteln wie Kopfbolzen oder Schlaufen wesentlich differenzierter betrachtet und die Verbundübertragung in Abhängigkeit vom Schlupf am unbelasteten Stabende beschrieben werden. Die hier vorgestellten Überlegungen sind durch weitere experimentelle Untersuchungen von Übergreifungsstößen und Verankerungen mit Kopfbolzen und Schlaufen im Detail zu überprüfen.

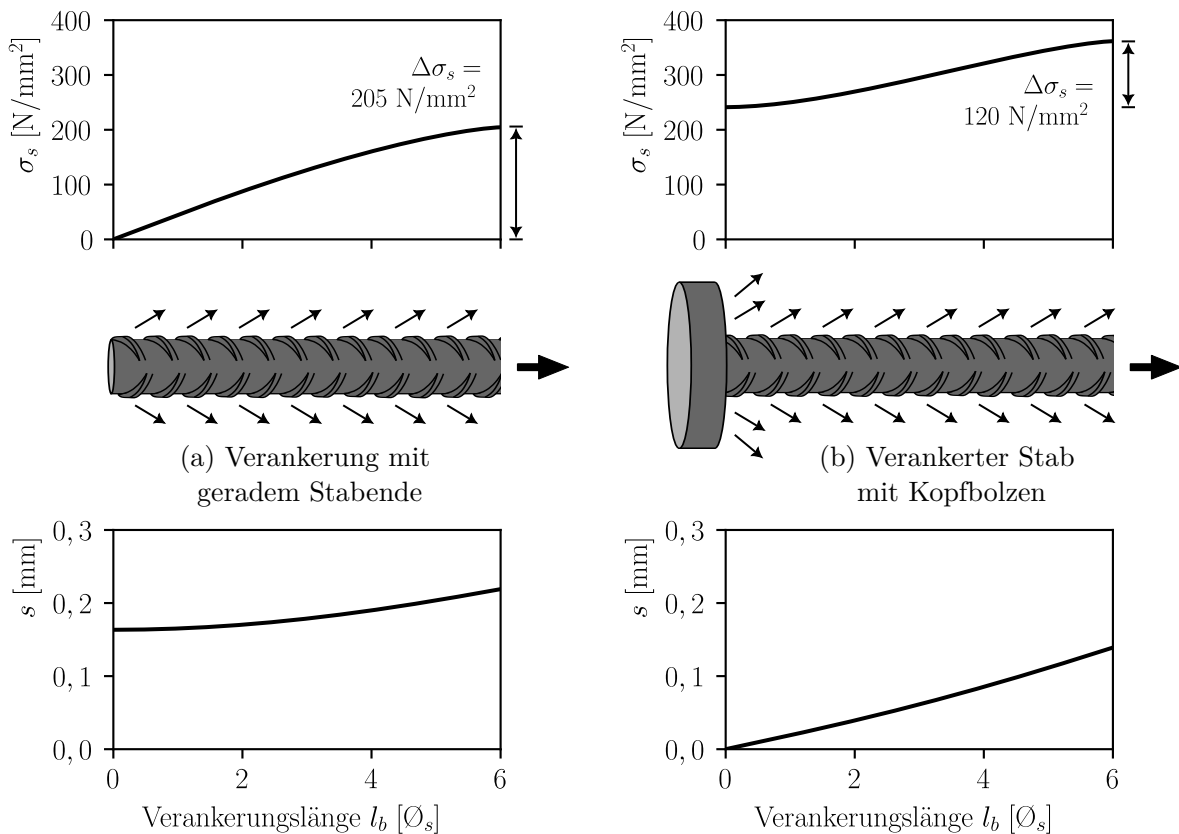


Abbildung 7.4: Rechenbeispiel für die Stahldehnungs- und Schlupfverteilung (a) einer Verankerung mit geradem Stabende und (b) eines verankerten Stabes mit Kopfbolzen ($l_b = 6 \varnothing_s$, Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16$ mm, Beton C30/37 mit $f_{ctm} = 2,9$ N/mm², Betondeckung $c/\varnothing_s = 1,5$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 0,02$, kein Querdruck, Durchmesser Kopfbolzen $d_h = 45$ mm)

7.3 Forschungsbedarf und offene Fragen

Das Verbundverhalten von gerippter Betonstahlbewehrung ist eine komplexe und vielschichtige Thematik, die von einer kaum überschaubaren Anzahl von Einflüssen und Parametern bestimmt wird. Es zeigt sich, dass weiterhin Forschungsbedarf besteht, um alle Aspekte des Verbundes zu verstehen und zutreffend beschreiben zu können. Als Anregung für laufende und zukünftige Untersuchungen werden im Folgenden einige offene Punkte benannt:

- *Datenbank mit Bauteilversuchen*: Trotz einer Vielzahl von Bauteilversuchen mit praxisnahen Abmessungen, insbesondere an Übergreifungsstößen, besteht die Aufgabe, die Datenbasis für die Formulierung und Weiterentwicklung von präzisen und wirtschaftlichen Bemessungsansätzen kontinuierlich zu erweitern. Gerade die geringe Anzahl von Endverankerungen mit Querdruck stellt aktuell ein Defizit des Datensatzes für Verankerungen dar. Mit einer größeren Datenbasis können die Bemessungsansätze für Verankerungen weiter präzisiert und entsprechende Tragreserven ermittelt werden, da möglicherweise auch kürzere Verankerungslängen unter bestimmten Bedingungen eine ausreichende Gebrauchstauglichkeit, Tragfähigkeit und Robustheit aufweisen.
- *Gestaffelte Bewehrung und Teilstöße*: Die experimentelle Untersuchung von Übergreifungsstößen mit Bauteilversuchen erfolgt meist in 4-Punkt-Biegeversuchen, bei denen die Übergreifungsstöße im Bereich des konstanten Biegemoments angeordnet sind. Dies stellt zwar den für die Bemessung ungünstigen Fall dar, in der Praxis sind jedoch meist andere Verhältnisse anzutreffen: Die normativen Regeln sehen vor, dass Übergreifungsstöße möglichst gestaffelt und nicht in Bereichen maximaler Beanspruchung angeordnet werden. Dadurch ergeben sich Tragreserven, die als Sicherheit dienen, deren genaue Quantifizierung mit den heutigen Bemessungsmodellen meist nicht möglich ist und deshalb nur sehr pauschal erfolgt. Gleiches gilt für Verankerungen, bei denen ebenfalls eine gestaffelte Bewehrungsführung zulässig ist. In der jüngeren Vergangenheit wurden bereits verschiedene experimentelle Untersuchungen an Bauteilversuchen mit Teilstößen und gestaffelter Bewehrung von Verankerungen durchgeführt [z. B. Hegger et al. 2022; Haavisto u. Laaksonen 2021; Metelli u. Plizzari 2014; Cairns 2014]. Der im Rahmen dieser Arbeit aufgebaute Datensatz enthält bereits ca. 50 solcher Übergreifungsstoßversuche sowie Verankerungen mit gestaffelter Bewehrung. Da sich die Datenbankanalysen im Rahmen dieser Arbeit hauptsächlich auf die Untersuchung von Vollstößen und nicht gestaffelter Bewehrung beschränkten, wurden diese Versuche nicht berücksichtigt. Es sind weitere experimentelle Untersuchungen und Analysen erforderlich, um die aktuellen Bemessungsregeln dahingehend zu optimieren. Die beschriebenen Methoden (z. B. multivariate Analysemethoden) können in gleicher Weise zur Optimierung bestehender Modelle für Teilstöße und gestaffelte Bewehrung verwendet werden.
- *Statisch überbestimmte Systeme und Übergreifungsstöße mit veränderlicher Momentenbeanspruchung*: Übergreifungsstöße und Verankerungen in statisch überbestimmten Systemen besitzen zusätzliche Tragreserven aus Systemumlagerungen. Wird z. B. die Tragfähigkeit eines Übergreifungsstoßes am Mittelaufleger eines Durchlaufträgers überschritten, so kann bei ausreichender Feldbewehrung und Rotationsfähigkeit das Stützmoment sukzessive in die Felder umgelagert und der Übergreifungsstoß entlastet werden. In Tastversuchen von HEGGER ET AL. konnten Tragreserven durch Lastumlagerung auch experimentell nachgewiesen werden [Hegger et al. 2022]. Insbesondere bei der Nachrechnung bestehender Bauwerke ist es wichtig, die Potenziale solcher Lastumlagerungen richtig zu erfassen. Experimentelle Untersuchungen zu dieser Thematik liegen derzeit nur in geringem Umfang in Form von einzelnen Tastversuchen vor. Befindet sich ein Übergreifungsstoß in einem Bereich mit veränderlichem Biegemoment, so wirkt entlang des Übergreifungsstoßes auch eine veränderliche Zugbeanspruchung. Die

Tragmechanismen sind sehr komplex und können ohne nichtlineare Modelle nicht mit ausreichender Genauigkeit erfasst werden. Auch hierzu gibt es bisher kaum Untersuchungen. Da Übergreifungsstöße in der Praxis kaum in Bereichen konstanten Biegemoments angeordnet sind, ist die Thematik für eine wirtschaftliche Bemessung und die Erfassung aller Tragreserven durchaus relevant.

- *Verbundversagen durch „Abklappen“ der Bewehrung:* Neben dem Spaltversagen und dem Ausziehversagen gibt es weitere Formen des Verbundversagens, die meist als Mischformen mit den genannten Versagensformen auftreten. Bei Betonbauteilen ohne umlaufende Querbewehrung ist das „Abklappen“ von Übergreifungsstößen in Bereichen mit großer Bauteilkrümmung eine typische Versagensform (siehe Abschn. 2.2.5 „Querbewehrung“ und Abschn. 2.2.6 „Rückstellkräfte aus Stabkrümmung“). Untersuchungen von REUTER UND ELIGEHAUSEN [Reuter u. Eligehausen 1992] zeigen, dass dieses Bauteilversagen in Deckenplatten ohne Schubbewehrung durchaus ein Problem darstellen kann. Derzeit gibt es weder Modelle noch Bemessungsansätze, die ein solches Versagen mit hinreichender Genauigkeit vorhersagen können.
- *Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen und Verankerungen:* Übergreifungsstöße und Verankerungen müssen neben einer ausreichenden Tragfähigkeit im GZT auch bestimmte Anforderungen im GZG erfüllen. Treten bereits im GZG zu große Verschiebungen an den Stabenden auf, sind die Grundvoraussetzungen für die Nachweise der Rissbreitenbegrenzung nicht mehr gegeben. Die Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße und Verankerungen in fib Model Code 2010 und FprEN 1992-1-1 wurden ausschließlich an Datensätzen für den GZT kalibriert. Eine weitergehende Berücksichtigung von Aspekten der Gebrauchstauglichkeit bei der Festlegung der Bemessungsgleichungen erfolgte nicht [vgl. fib Bulletin 72]. In theoretischen Überlegungen mittels Vergleichsrechnungen wurde gezeigt, dass bei bestimmten Parameterkombinationen bereits im GZG erhebliche Verschiebungen an den Stabenden auftreten, so dass in diesen Fällen die geforderten Rissbreiten kaum eingehalten werden können. Zur Vermeidung großer Schlupfwerte von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZG wurden in dieser Arbeit Empfehlungen erarbeitet, die ungünstige Parameterkombinationen vermeiden sollen. Diese basieren ausschließlich auf dem in Abschnitt 6.2 vorgestellten Verbundmodell. Zur abschließenden Plausibilisierung der Überlegungen sind in jedem Fall weitere Untersuchungen erforderlich.
- *Rissbreiten und Rissverteilung:* Wie die Nachrechnung des Datensatzes zu Rissbreiten entlang von Übergreifungsstößen gezeigt hat, ergeben die derzeitigen normativen Nachweise in DIN EN 1992-1-1, DIN EN 1992-1-1/NAD, FprEN 1992-1-1 und fib Model Code 2010 auf Mittelwertniveau teilweise zu kleine rechnerische Rissbreiten. Dies ist vor allem auf Defizite bei der Berücksichtigung der Parameter Betondeckung c , Stahlspannung σ_s und Betonzugfestigkeit f_{ctm} zurückzuführen. Weiterhin führen die vereinfachte Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung ($\tau_m = 1,8 \cdot f_{ctm}$) und die Vernachlässigung des verschieblichen Verbundes zu Berechnungsergebnissen, die teilweise auf der unsicheren Seite liegen. Diesbezüglich sind die Nachweiskonzepte für die Bemessung von Rissbreiten anzupassen.

- *Tension Stiffening*: Eine einfache Umsetzung zur Berücksichtigung von Tension Stiffening in der numerischen Modellierung ist die Implementierung einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung. Das im Rahmen dieser Arbeit vorgestellte Verbundmodell lässt gute Ergebnisse bei der Berücksichtigung des Tension-Stiffening-Effekts erwarten. Vergleichende FEM-Berechnungen mit experimentellen Untersuchungen aus der Literatur stehen derzeit noch aus.
- *Einfluss der Rippengeometrie*: Erkenntnisse aus der Literatur und experimentelle Untersuchungen im Rahmen dieser Arbeit lassen den Schluss zu, dass beim Spaltversagen der Einfluss der Rippengeometrie auf das Verbundverhalten sehr gering ist. Beim reinen Ausziehversagen wurde ein deutlicher Einfluss der Rippengeometrie beobachtet. Trotz intensiver Forschungsarbeiten in der Vergangenheit ist der Einfluss der Rippengeometrie auf das Verbundverhalten noch nicht abschließend geklärt. Dies ist unter anderem darauf zurückzuführen, dass bei experimentellen Untersuchungen häufig nicht konsequent genug zwischen den Schädigungsmechanismen unterschieden und ein Ausziehversagen nicht von einem Spaltversagen abgegrenzt wird. Viele der dabei gewonnenen Erkenntnisse sind auf die in der Praxis übliche Situation mit maßgebendem Spaltversagen nicht übertragbar. Zur Klärung des Einflusses der Rippengeometrie und der Frage nach optimierten Rippenformen besteht weiterhin Forschungsbedarf. In einem aktuellen Forschungsvorhaben der Technischen Universität München [Fischer et al. 2024] wird diesen Fragen nachgegangen.
- *Ermüdungs- und Dauerstandsfestigkeit*: Die meisten Verbunduntersuchungen zur Ermüdungs- oder Dauerstandsfestigkeit wurden an kleinmaßstäblichen Ausziehversuchen durchgeführt. Da die Versuchsbedingungen bei Ausziehversuchen mehr oder weniger stark von den Verhältnissen in der Praxis abweichen und bei Betontragwerken mit üblicher Betondeckung fast immer das Spaltversagen maßgebend ist, können entsprechende Erkenntnisse, Parameter und Modelle aus Ausziehversuchen nicht ohne weitere Überlegungen für die Praxis übernommen werden. Insbesondere die Verwendung einer verbundfreien Vorlänge führt dazu, dass die Verbundtragfähigkeit in solchen Versuchen zumindest bei statischer Belastung massiv überschätzt wird. Insgesamt ist kritisch zu hinterfragen, ob die derzeitigen Verbundkriechmodelle für die Ermüdungs- und Dauerstandsfestigkeit von Übergreifungsstößen oder Verankerungen auch für das Verbundverhalten bei dem in der Praxis maßgebenden Spaltversagen uneingeschränkt gültig sind. Um diese Lücke zu schließen, sind weitere Untersuchungen zum Verbundverhalten unter Dauerlast und zyklischer Beanspruchung mit praxisnahen Randbedingungen erforderlich.
- *Hochfeste Bewehrungsstähle und nichtmetallische Bewehrung*: Hochfeste Bewehrungsstähle bieten aufgrund ihrer höheren Streckgrenze und Zugfestigkeit ein großes Potenzial für eine wirtschaftliche Massivbauweise. Gleiches gilt für nichtmetallische Bewehrungen aus den Werkstoffen GFRP, CFRP und BFRP, die sich zudem meist durch eine hohe Korrosionsbeständigkeit auszeichnen. Die hohen nutzbaren Spannungen, insbesondere aber der niedrige E-Modul der nichtmetallischen Bewehrung, führen zu teilweise großen Rissbreiten. Hochfeste Bewehrung bzw. Bewehrung aus den Werkstoffen GFRP, CFRP und BFRP können im Normalbeton voraussichtlich nur bei kleinen und mittleren Stabdurchmessern wirtschaftlich eingesetzt

werden (vgl. Abschn. 7.2). Bei hochfesten oder ultrahochfesten Betonen ergeben sich aus der effektiveren Verbundübertragung geringere Rissbreiten, so dass hier ggf. größere Durchmesser wirtschaftlich eingesetzt werden können. Entsprechende Überlegungen sollten durch experimentelle Untersuchungen vertieft werden. Für die Festlegung sinnvoller experimenteller Versuchskonfigurationen kann das im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Verbundmodell ein nützliches Werkzeug sein.

- *Übergreifungen und Verankerungen mit Kopfbolzen oder Schlaufen*: Ein Rechenbeispiel mit dem entwickelten Verbundmodell zeigt, dass die Nachweise in FprEN 1992-1-1 für Übergreifungsstöße und Verankerungen mit Kopfbolzen oder Schlaufen den Traganteil des geraden im Verbund verankerten Stabendes deutlich überschätzen. Für die Berechnung der über das gerade Stabende eingeleiteten Verbundkraft wird die gleiche Bemessungsgleichung wie für Übergreifungsstöße und Verankerungen mit geraden Stabenden ohne Kopfbolzen oder Schlaufen verwendet und zum Traganteil des Kopfbolzens oder der Schlaufe addiert. Da jedoch ein mechanisches Hilfsmittel wie ein Kopfbolzen oder eine Schlaufe die Kinematik des verschieblichen Verbundes grundlegend verändert, ist diese Analogie zu einer Übergreifung oder Verankerung mit geradem Stabende, bei der die Verbundtragfähigkeit durch Schlupf aktiviert wird, keinesfalls zutreffend. Weitere Untersuchungen sind erforderlich, um die Bemessungsregeln diesbezüglich zu präzisieren.

Anhänge

Anhang A

Ergänzende Grundlagen zum Einfluss der Rippengeometrie

Ergänzend zu Abschnitt 2.2.3 („Oberflächengestalt“) werden nachfolgend weitere Erkenntnisse aus der Literatur zum Einfluss der geometrischen Parameter der Rippengeometrie wie Rippenhöhe, Rippenabstand, Rippenbreite, Flankenneigung, Rippenneigung und Rechenwert der bezogenen Rippenfläche auf das Verbundverhalten dargestellt. Das Verbundversagen kann entweder durch Aufspalten der Betondeckung (Spaltversagen) oder durch Abscheren der Betonkonsolen und Herausziehen der Bewehrungsstäbe (Ausziehversagen) erfolgen. Die Erkenntnisse zum Einfluss der Rippengeometrie sind immer im Hinblick auf das Verbundversagen und die verwendete Probekörperform zu betrachten. Beim Spaltversagen ist der Einfluss der Rippengeometrie eher gering. Je stärker die Betonkonsolen zwischen den Rippen beansprucht werden, desto größer ist der Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundfestigkeit. Die überwiegende Zahl der Untersuchungen zum Einfluss der Rippengeometrie wurde bisher an Versuchen durchgeführt, die ein Ausziehversagen aufweisen oder aufgrund der konstruktiven Durchbildung, z. B. durch die Anordnung einer verbundfreien Vorlänge, eine deutlich höhere Beanspruchung der Betonkonsolen zulassen, als dies unter praxisnahen Randbedingungen bei reinem Spaltversagen der Fall wäre. Über den Einfluss der Rippengeometrie auf das Spaltversagen liegen insgesamt nur sehr wenige Erkenntnisse vor.

Rippenhöhe

Bei der Verzahnung in den Beton entstehen vor den Rippen große Pressungen, die durch den mehrdimensionalen Spannungszustand ein mehrfaches der Betondruckfestigkeit betragen können [Rehm 1961]. Die Verschiebungen der Rippen gegen den Beton nehmen dabei mit steigender Belastung progressiv zu [Rehm 1961]. Bei großer Verschiebung wird der Beton vor den Rippen stark plastisch deformiert und zerstört [vgl. Skorobogatov u. Edwards 1979; Darwin u. Graham 1993; Choi et al. 2020]. Mit höheren Rippen kann dabei punktuell auch eine größere Last in den Beton eingetragen werden. Gleichzeitig nehmen aber die Ringzugkräfte zu, die den umhüllenden Beton aufweiten und die Sprengwirkung auf den Beton vergrößern. Damit wächst die Gefahr, dass die Betondeckung aufgespalten und der Verbund vor Erreichen des höchsten Schwerwiderstandes zerstört wird [Rehm 1961]. Es ist nachvollziehbar, dass für eine hohe Verbundtragfähigkeit niedrige Rippen

mit einem geringen Rippenabstand gegenüber hohen Rippen mit einem großen Rippenabstand zu bevorzugen sind [vgl. Rehm 1961; Soretz u. Hölzenbein 1979; Darwin u. Graham 1993; Cairns u. Jones 1995a].

In der Literatur finden sich zahlreiche Studien, die den Einfluss der Rippenhöhe auf den Verbund untersuchen [z. B. Rehm et al. 1970; Losberg u. Olsson 1979; Martin et al. 1981; Darwin u. Graham 1993; Metelli u. Plizzari 2014]. Bei Parameterstudien zur Untersuchung des Einflusses der Rippenhöhe werden prinzipiell zwei Vorgehensweisen unterschieden: Der Einfluss der Rippenhöhe a_m wird entweder bei gleichem Rippenabstand c und damit variabler bezogener Rippenfläche f_R (vgl. Abschnitt „Rechenwert der bezogenen Rippenfläche“) oder bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R und damit variablem Rippenabstand c untersucht. In Abbildung A.1 bis Abbildung A.3 wurden hierzu verschiedene experimentelle Untersuchungen aus der Literatur ausgewertet. REHM ET AL. führten eine Vielzahl von Ausziehversuchen ohne verbundfreie Vorlänge an gefrästen Bewehrungsstäben mit unterschiedlichen Rippengeometrien durch [Rehm et al. 1970]. Bei fast allen Versuchen trat Spaltversagen auf und es wurden im Allgemeinen deutlich niedrigere maximale Verbundspannungen ermittelt als bei den Ausziehversuchen mit verbundfreier Vorlänge [vgl. Metelli u. Plizzari 2014]. Bei gleichem Rippenabstand c wurde insbesondere bei kleinen Schlupfwerten ein sehr großer Einfluss der Rippenhöhe a_m auf die Verbundspannung festgestellt (Abb. A.1 (a)). Die Zunahme der

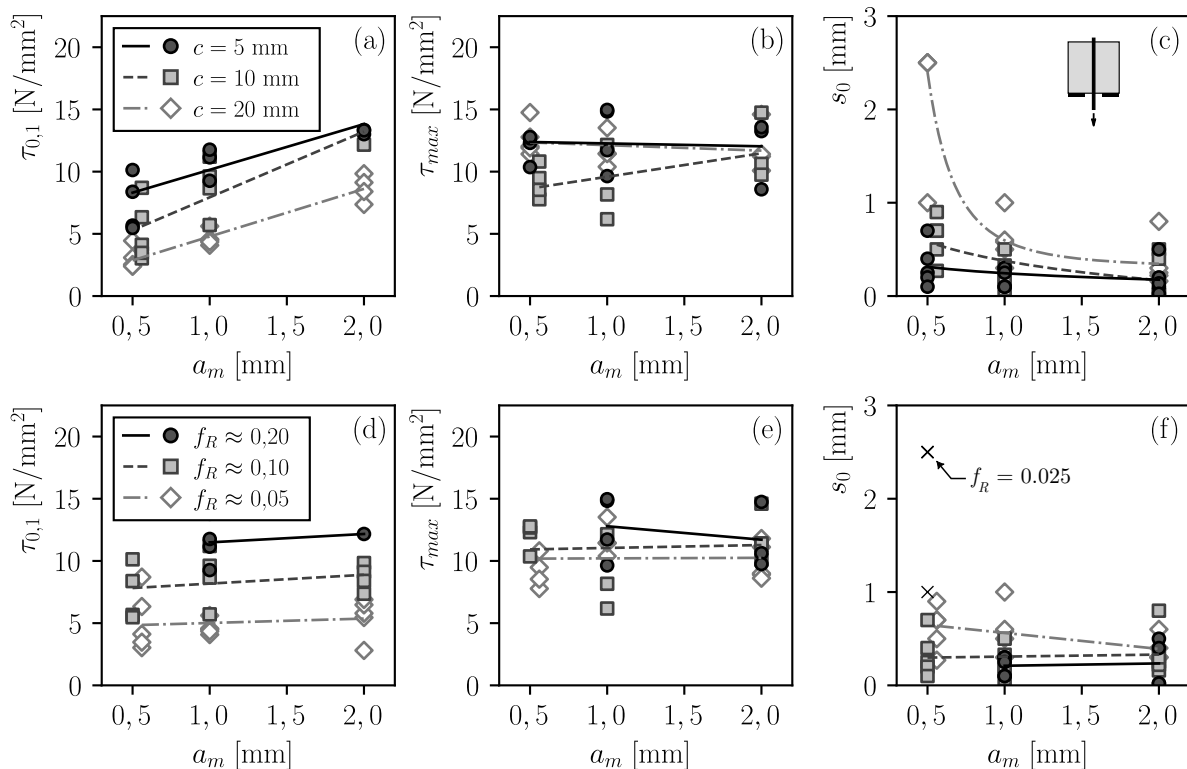


Abbildung A.1: Einfluss der Rippenhöhe a_m auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, maximale Verbundspannung τ_{max} und Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 bei gleichem Rippenabstand c (a-c) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (d-f) ($f_c \approx 45$ N/mm², $\varnothing_s \approx 14$ mm, $c_d \approx 6,5\varnothing_s$, $l_b = 7\varnothing_s$, $\beta = 90^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]

Verbundspannung bei variiertem Rippenhöhen schien bei unterschiedlichen Rippenabständen annähernd gleich zu sein. Eine Variation der Rippenhöhe hatte in den Untersuchungen nur einen geringen Einfluss auf die maximale Verbundspannung (Abb. A.1 (b)). Dies kann unter anderem auf das Spaltversagen zurückgeführt werden. Bei höheren Rippen a_m und gleichem Rippenabstand c wurde in den Untersuchungen ein deutlich steiferes Verbundverhalten mit geringerem Schlupf am unbelasteten Stabende bei maximaler Verbundkraft beobachtet (Abb. A.1 (c)). Dieses Verhalten wurde von den Autoren mit der geringeren Verformung des Betons infolge der größeren Aufstandsfläche [Rehm et al. 1970] begründet. Bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R konnte kein wesentlicher Einfluss der Rippenhöhe auf die Verbundfestigkeit und die Verbundsteifigkeit festgestellt werden (Abb. A.1 (d) bis Abb. A.1 (f)). Die Trendlinie verläuft im untersuchten Bereich nahezu horizontal.

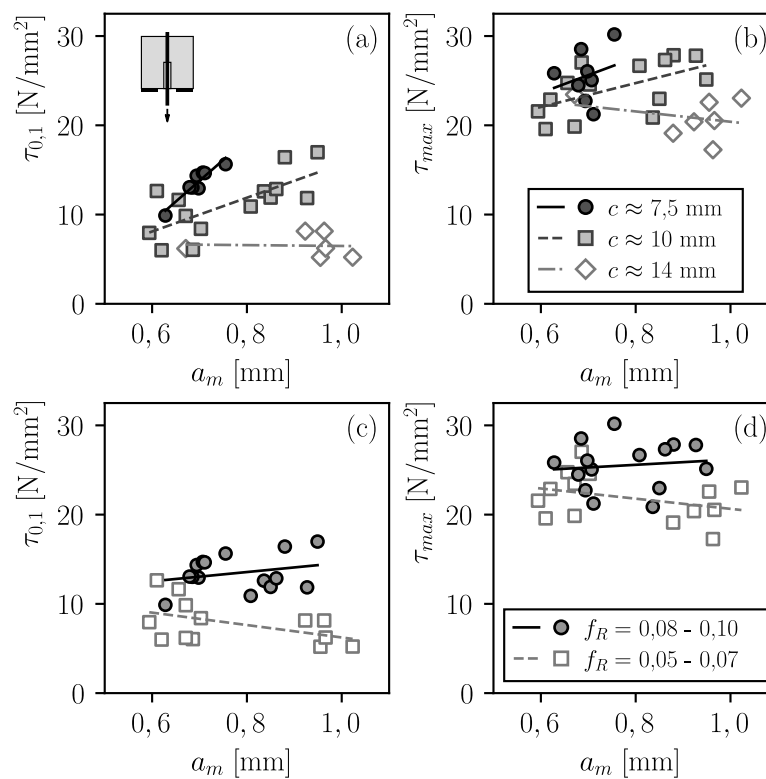


Abbildung A.2: Einfluss der Rippenhöhe a_m auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ und maximale Verbundspannung τ_{max} bei gleichem Rippenabstand c (a-b) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (c-d) ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 16$ bis 20 mm , $c_d = 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Metelli u. Plizzari 2014]

METELLI UND PLIZZARRI führten eine Reihe von Ausziehversuchen an gefrästen und handelüblichen, warmgewalzten Rippenstäben durch [Metelli u. Plizzari 2014]. Sie verwendeten dafür zentrische Ausziehkörper in Anlehnung an RILEM-Empfehlungen RC6 [RILEM 1994] mit Stäben $\varnothing_s = 16$ bis 20 mm , einer Verbundlänge von $l_b = 5 \varnothing_s$, einer verbundfreien Vorlänge von ebenfalls $5 \varnothing_s$ und einer Betondeckung $c_d = 4,5 \varnothing_s$. Ausgenommen von sehr großen Rippenabständen ($c \approx 15 \text{ mm}$), bei denen der Trend nahezu horizontal verläuft, wurde mit geringerem Rippenabstand c auch ein größerer Einfluss der Rippenhöhe a_m sowohl auf die Verbundfestigkeit bei 0,1 mm $\tau_{0,1}$ als auch

die maximale Verbundspannung τ_{\max} festgestellt (Abb. A.2 (a) und Abb. A.2 (b)). Analog zu den Erkenntnissen von REHM ET AL. [Rehm et al. 1970], war bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R ebenfalls kein nennenswerter Einfluss der Rippenhöhe auf die Verbundfestigkeit zu beobachten (Abb. A.2 (c) und Abb. A.2 (d)).

DARWIN UND GRAHAM führten an Balkenendkörpern (engl. *beam-end test*) Untersuchungen zur Rippengeometrie mit und ohne umschnürender Querbewehrung durch [Darwin u. Graham 1993]. Bei den Balkenendversuchen wurde aufgrund der geringen Betondeckung ($c_d \approx 2 \varnothing_s$) und der vernachlässigbaren verbundfreien Vorlänge von nur $0,5 \varnothing_s$ eine viel geringere Verbundspannung als in Ausziehversuchen ermittelt. Bei allen Versuchen war ein Verbundversagen durch Aufspalten der Betondeckung maßgebend. Die Querbewehrung steigerte die Verbundtragfähigkeit nur geringfügig. Auch bei gleichem Rippenabstand c konnte in den Untersuchungen kein wesentlicher Einfluss der Rippenhöhe auf die maximale Verbundtragfähigkeit τ_{\max} festgestellt werden (Abb. A.3 (a) und Abb. A.3 (b)). Dies kann vor allem auf die großen Rippenabstände zurückgeführt werden, bei denen eine Änderung der Rippenhöhe auch in den zuvor vorgestellten Untersuchungen von METELLI UND PLIZARRI [Metelli u. Plizzari 2014] kaum einen Einfluss auf die maximale Verbundtragfähigkeit zeigte. Bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R konnte ebenfalls kein nennenswerter Einfluss der Rippenhöhe auf die Verbundfestigkeit beobachtet werden (Abb. A.3 (c) und Abb. A.3 (d)).

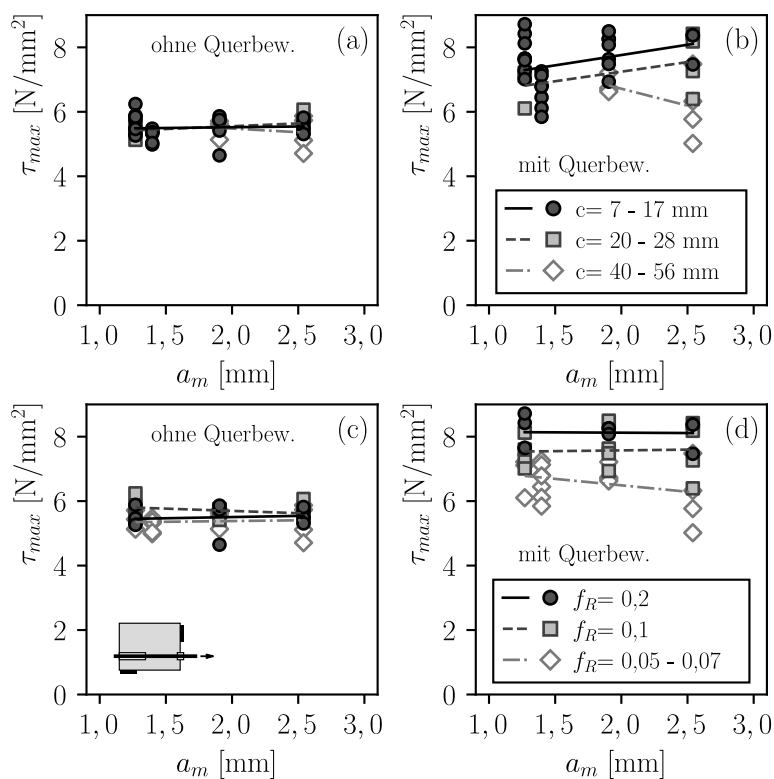


Abbildung A.3: Einfluss der Rippenhöhe a_m auf die maximale Verbundspannung τ_{\max} bei gleichem Rippenabstand c (a-b) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (c-d) ($f_c \approx 30$ N/mm², $\varnothing_s = 25$ mm, $c_d \approx 2 \varnothing_s$, $l_b = 12 \varnothing_s$); Messdaten aus [Darwin u. Graham 1993]

LOSBERG UND OLSSON untersuchten den Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundfestigkeit sowohl an exzentrischen Ausziehkörpern als auch an Endverankerungen von Biegebalken (Abb. A.16 (a), S. 250) [Losberg u. Olsson 1979]. Im Vergleich zu den Balkenversuchen wurde bei den Ausziehversuchen eine bis zu dreimal höhere maximale Verbundspannung gemessen. Dabei hatte die Rippenhöhe a_m bei gleichem Rippenabstand c in den Ausziehversuchen einen großen Einfluss auf die Verbundfestigkeit. Bei den Balkenversuchen war dieser Einfluss auf die Verbundfestigkeit deutlich geringer.

Aus den vorgestellten Untersuchungen [Rehm et al. 1970; Darwin u. Graham 1993; Metelli u. Plizzari 2014] lässt sich ableiten, dass bei gleichem Rippenabstand c mit einer großen Rippenhöhe a_m eine höhere Verbundspannung übertragen werden kann. Ebenso ist der Verbund bei hohen Rippen wesentlich steifer. Wie stark sich eine Änderung der Rippenhöhe auf die Verbundfestigkeit auswirkt, hängt auch von den Randbedingungen wie Probekörperform, Betondeckung und Umschnürung oder Versagensart ab. Ist das Spaltversagen bestimmend, ist der Einfluss der Rippenhöhe auf den Verbund eher gering. Auch bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R und verändertem Rippenabstand c wurde in den untersuchten Grenzen kaum ein nennenswerter Einfluss der Rippenhöhe auf die Verbundfestigkeit und -steifigkeit beobachtet. Die Richtwerte für die Rippen von profilierten Rippenstäben sind in DIN 488 [DIN 488-2; DIN 488-3] angegeben und entsprechen dem 0,065-fachen des Stabdurchmessers.

Rippenabstand

Bei gerippten Bewehrungsstäben wird grundsätzlich zwischen dem Achsabstand zwischen zwei Schrägrippen, dem Rippenabstand c , und dem lichten Abstand zwischen den Schrägrippen ohne Kopfbreite b , dem lichten Rippenabstand c_{licht} , unterschieden (Abb. 2.10, Abschn. 2.2.3 „Oberflächengestalt“). Je kleiner der Rippenabstand c , desto gleichmäßiger wirkt die Belastung über die Stablänge und desto geringer ist auch die Rippenpressung vor den einzelnen Schrägrippen. Durch eine gleichmäßigere Einleitung der Verbundspannungen in den Beton wird mutmaßlich auch die Spaltwirkung auf den Beton reduziert. Hingegen muss der Abstand der Schrägrippen c bzw. der lichte Rippenabstand c_{licht} groß genug sein, um eine ausreichende Tragfähigkeit der Betonkonsolen sicherzustellen und ein frühzeitiges Abscheren der Betonkonsolen zu verhindern [Rehm 1979]. Solange die bezogene Verbundspannung ($\tau/f_{c,\text{cube}}$) die Werte 0,4 bis 0,6 nicht überschreiten, resultieren die Verschiebungen nach Erkenntnis von REHM vor allem aus den Verformungen der Betonkonsolen zwischen den belasteten Schrägrippen [Rehm 1961]. Umgerechnet auf die Betonzugfestigkeit entspricht dies einer bezogenen Verbundspannung von $\tau/f_{ct} = 6$ bis 10. Bis zum Erreichen dieser Grenzwerte ist das Verschiebungsmaß ausschließlich von der Rippenhöhe und der Belastung abhängig. Bei großen Rippenabständen werden die Betonkonsolen zwischen den Rippen nicht mehr auf ihrer gesamten Breite beansprucht. Zahlreiche Untersuchungen von REHM ET AL. [z. B. Rehm 1961; Rehm et al. 1970], aber auch anderen Autoren [vgl. Skorobogatov u. Edwards 1979; Darwin u. Graham 1993; Choi et al. 2020] haben ergeben, dass die Betonkonsolen auf einer Breite vom 5 bis 7fachen der Rippenhöhe ausbrechen (Abb. A.4). Dabei wird von REHM vermutet, dass

der keilförmige Bruch schon bei Verbundspannungen von 0,5 bis 0,6 der Würfeldruckfestigkeit (umgerechnet ca. 8 bis 10fache der Betonzugfestigkeit) eingeleitet wird. Bei beginnendem Bruch werden die aus der Lastausstrahlung hervorgerufenen Querdehnungen und Ringzugspannungen durch Keilwirkung noch vergrößert. Damit wächst die Gefahr, dass der Verbund frühzeitig vor Erreichen des höchsten Verbundwiderstandes durch Spaltversagen zerstört wird [Rehm 1961]. Idealerweise sollte der lichte Rippenabstand eng genug sein, damit die Rippen nicht keilförmig sondern im Grenzfall ganzflächig abscheren [Rehm 1979] (Abb. A.4). Gleichfalls darf der lichte Rippenabstand nicht zu eng sein, dass die Betonkonsolen frühzeitig abscheren. Für einen hochwertigen Verbund sind niedrige Rippen mit einem geringen Rippenabstand gegenüber denen sehr hoher Rippen mit einem großen Rippenabstand zu bevorzugen [vgl. Rehm 1961; Soretz u. Hölzenbein 1979; Darwin u. Graham 1993; Cairns u. Jones 1995a]. Abwechselnd alternierende hohe und tiefe Rippen können hierbei noch zu einer Verbesserung der Verbundtragwirkung beitragen [Rehm 1979; Choi et al. 2020]. Nach Überlegungen von Rehm werden die üblichen Profilierungen bei einer Streckgrenze von Rippenstählen bis $f_{sy} = 500 \text{ N/mm}^2$ den Anforderungen an den Verbund in „ausreichendem Maße gerecht“ [Rehm 1979, S. 104]. Verbesserte Profilierungen erscheinen nur dann sinnvoll, wenn höher nutzbare Stahlfestigkeiten, z. B. für höherfesten Betonstahl, angestrebt werden sollen. In Untersuchungen von CHOI ET AL. konnten mit alternierenden Rippen ein günstiger Einfluss auf die Spaltrissbildung beobachtet werden [Choi et al. 2020]. Auch bei normalfesten Stählen ($f_{sy} \leq 540 \text{ N/mm}^2$) wurde mit alternierenden Rippen eine um bis zu 34 % größere Verbundfestigkeit erzielt.

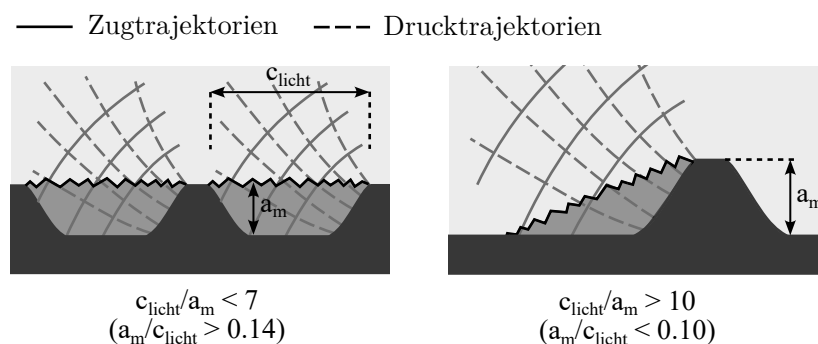


Abbildung A.4: Bruchbild der Betonkonsolen in Abhängigkeit des Rippenabstands und der Rippenhöhe nach [Rehm 1961, 1969; Choi et al. 2020]

Die zuvor dargestellten Parameterstudien [vgl. Rehm et al. 1970; Darwin u. Graham 1993; Mettelli u. Plizzari 2014] werden in Abbildung A.5 bis Abbildung A.7 hingehend dem Einfluss des Rippenabstands auf die Verbundfestigkeit und -steifigkeit untersucht. Dabei werden der Einfluss des variierten Rippenabstands c bei entweder gleicher Rippenhöhe a_m und somit veränderlicher bezogener Rippenfläche f_R (vgl. Abschnitt „Rechenwert der bezogenen Rippenfläche“) oder bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R und somit veränderlicher Rippenhöhe a_m betrachtet. Bei gleicher Rippenhöhe a_m war in den Ausziehversuchen von REHM ET AL. ein nahezu linearer Einfluss des Rippenabstands auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ am unbelasteten Stabende zu beobachten (Abb. A.5 (a)) [Rehm et al. 1970]. Kleine Rippenabstände führten dabei zu einer größeren

Verbundfestigkeit $\tau_{0,1}$ mit einem steiferen Verbundverhalten. Auf die maximale Verbundfestigkeit τ_{\max} wirkte sich ein veränderter Rippenabstand nur geringfügig aus (Abb. A.5 (b)). Auch wurden mit geringen Rippenabständen am belasteten Stabende bei maximaler Verbundspannung geringere Verschiebungswerte s_0 gemessen (Abb. A.5 (c)). Bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R war ein solcher Einfluss auf sowohl die Verbundfestigkeit als auch Verbundsteifigkeit ebenfalls nur äußerst gering (Abb. A.5 (d) bis Abb. A.5 (f))

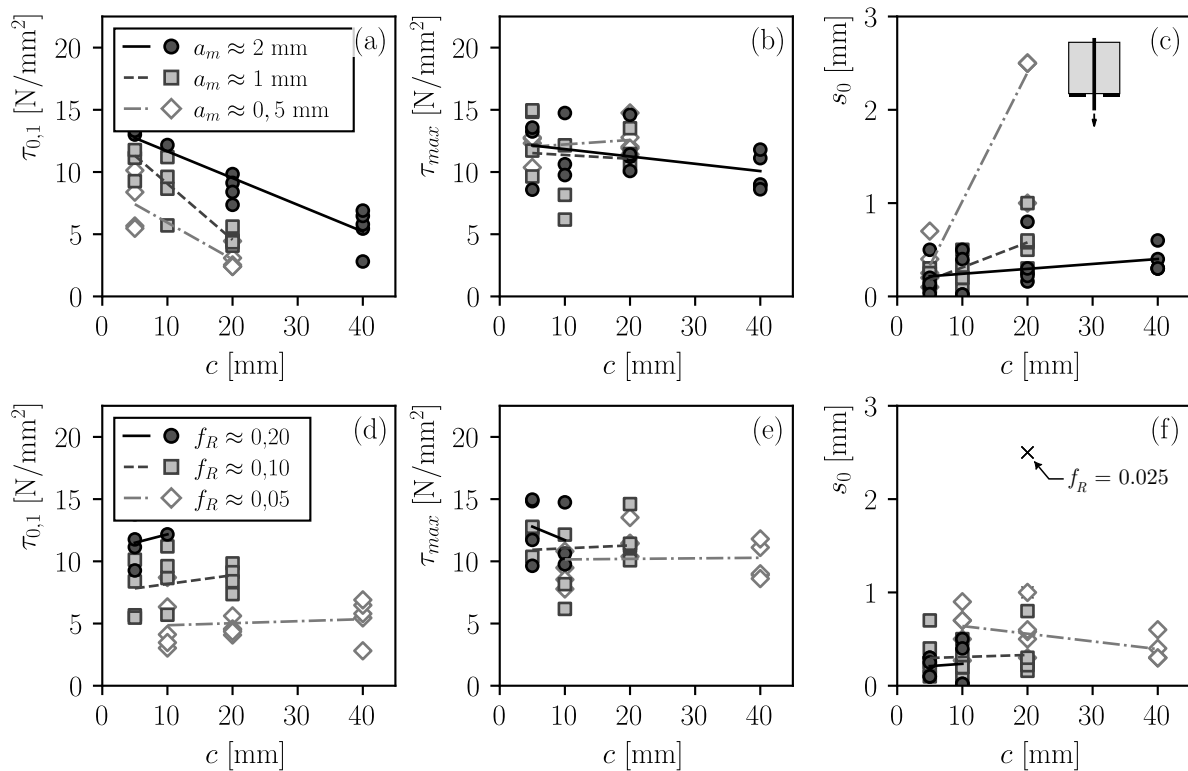


Abbildung A.5: Einfluss des Rippenabstands c auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, maximale Verbundspannung τ_{\max} und Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 bei gleicher Rippenhöhe a_m (a-c) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (d-f) ($f_c \approx 45 \text{ N}/\text{mm}^2$, $\varnothing_s \approx 14 \text{ mm}$, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\beta = 90^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]

In den Untersuchungen von METELLI UND PLIZZARRI an zentralen Ausziehversuchen in Anlehnung an RILEM-Empfehlungen RC6 [RILEM 1994] wurde wie auch bei REHM ET AL. ein weitgehend linearer Einfluss des Rippenabstands c bei gleichbleibender Rippenhöhe a_m auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ am unbelasteten Stabende festgestellt (Abb. A.6 (a)). Mit verdoppeltem Rippenabstand und gleichbleibender Rippenhöhe reduzierte sich die ermittelte Verbundfestigkeit um fast die Hälfte. Mit größerem Rippenabstand c nahm auch die maximale Verbundfestigkeit τ_{\max} kontinuierlich ab (Abb. A.6 (b)), jedoch mit weniger starker Steigung der Ausgleichsgeraden als bei $\tau_{0,1}$. Die Ergebnisse scheinen zudem unabhängig von dem Parameter Rippenhöhe a_m zu sein, denn die Streuung einzelner Versuchsserien mit unterschiedlicher Rippenhöhe waren bei den verschiedenen Versuchsserien nur gering. Mit gleicher bezogener Rippenfläche f_R und folglich veränderlicher Rippenhöhe a_m zeigt sich ein verändertes Bild: Bis zu einem Rippenabstand von ca. 10 mm waren

der Einfluss des Rippenabstands sowohl auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ als auch die maximale Verbundspannung τ_{\max} gering, folglich ist die dargestellte Ausgleichsgerade nahezu horizontal (Abb. A.6 (c) und Abb. A.6 (d)). Mit größerem Rippenabstand wurde eine immer geringere Verbundfestigkeit $\tau_{0,1}$ und τ_{\max} ermittelt.

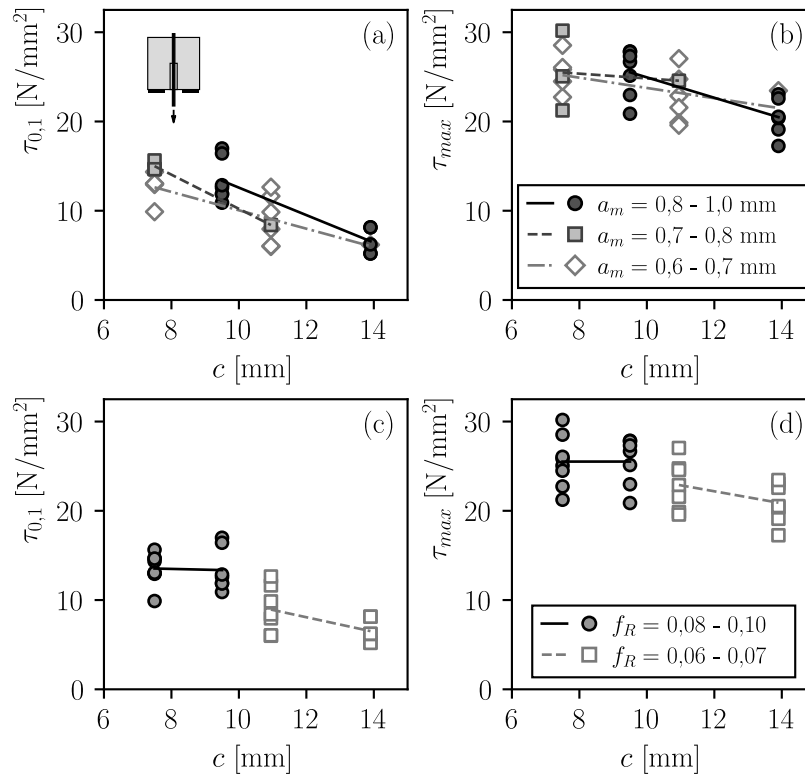


Abbildung A.6: Einfluss des Rippenabstands c auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ und maximale Verbundspannung τ_{\max} bei gleicher Rippenhöhe a_m (a-b) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (c-d) ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 16$ bis 20 mm , $c_d = 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Metelli u. Plizzari 2014]

DARWIN UND GRAHAM führten Untersuchungen zur Rippengeometrie an Balkenendkörpern (engl. Beam-End test) mit und ohne umschnürender Querbewehrung durch [Darwin u. Graham 1993]. Ohne Querbewehrung wurde weder in den Versuchen mit gleicher Rippenhöhe a_m (Abb. A.7 (a)) noch in den Versuchen mit gleicher bezogener Rippenfläche f_R (Abb. A.7 (c)) ein nennenswerter Einfluss des Rippenabstands c auf die Verbundfestigkeit beobachtet. In den Versuchen mit Querbewehrung wurden mit kleinem Rippenabstand größere Verbundfestigkeiten (Abb. A.7 (b)) ermittelt. Bei Betrachtung von Versuchsserien mit gleicher bezogener Rippenfläche, war abermals kein wesentlicher Einfluss des Rippenabstands auszumachen (Abb. A.7 (d)).

In den Untersuchungen von LOSBERG UND OLSSON an exzentrischen Ausziehversuchen führten insbesondere enge Rippenabstände c bei gleicher Rippenhöhe a_m zu einer reduzierten Verbundfestigkeit (Abb. A.16 (b), S. 250) [Losberg u. Olsson 1979]. Die Autoren begründen diese Erkenntnis damit, dass bei engen Rippenabständen die Betonkonsolen zwischen den Rippen weniger tragfähig sind und frühzeitig abscheren. Dadurch, dass engere Rippenabstände gleichfalls zu einer größeren

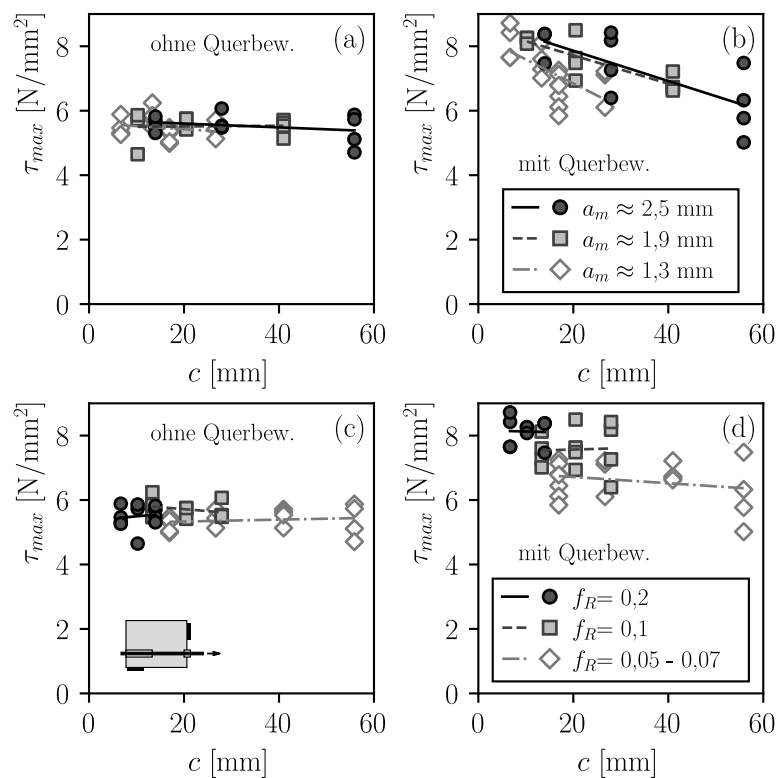


Abbildung A.7: Einfluss des Rippenabstands c auf die maximale Verbundspannung τ_{max} bei gleicher Rippenhöhe a_m (a-b) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (c-d) ($f_c \approx 30 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 25 \text{ mm}$, $c_d \approx 2 \varnothing_s$, $l_b = 12 \varnothing_s$); Messdaten aus [Darwin u. Graham 1993]

bezogenen Rippenfläche f_R führen, ist ein solches für den Verbund ungünstiges Materialverhalten nicht am Rechenwert der bezogenen Rippenfläche abzulesen (vgl. Abschnitt „Rechenwert der bezogenen Rippenfläche“). Im Gegensatz zu den Ausziehversuchen, war in den Balkenversuchen kein wesentlicher Einfluss des Rippenabstands auszumachen.

Für einen hochwertigen Verbund und zur Reduzierung der Sprengwirkung sollten die Betonkonsolen im Grenzzustand nicht keilförmig sondern ganzflächig abscheren. Dies lässt sich vor allem durch niedrige Rippenhöhe und geringem Rippenabstand erreichen [Rehm 1979]. Gleichfalls muss der Rippenabstand groß genug sein, um ein frühzeitiges Abscheren der Rippen zu vermeiden. SORETZ UND HÖLZENBEIN empfehlen eine ideale Rippenhöhe von $0,03 \varnothing_s$ und einen Rippenabstand von $0,3 \varnothing_s$ [Soretz u. Hölzenbein 1979]. Bei den verwendeten sehr schmalen Rippen ergibt sich ein Verhältnis c_{licht}/a_m von 8 bis 9. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit der Betonkonsolen, empfiehlt REHM ebenfalls ein Verhältnis $c_{\text{licht}}/a_m \approx 10$. In Abbildung A.8 und Abbildung A.9 sind das Verhältnis c_{licht}/a_m und der Einfluss auf die Verbundfestigkeit und -steifigkeit verschiedener Studien [Rehm et al. 1970; Losberg u. Olsson 1979; Darwin u. Graham 1993; Metelli u. Plizzari 2014] dargestellt.

Die höchsten Verbundspannungen wurden in Ausziehversuchen von REHM ET AL. für Stäbe mit dem Verhältnis von Rippenabstand zu Rippenhöhe c_{licht}/a_m zwischen 2 und 4 gemessen [Rehm 1961; Rehm

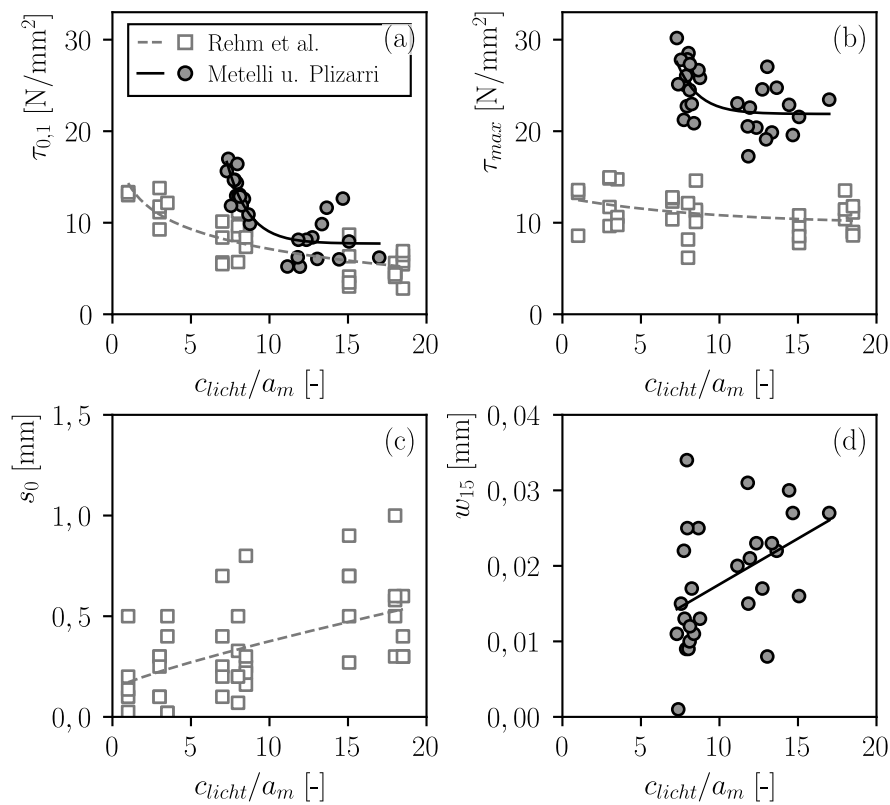


Abbildung A.8: Verhältnis lichter Rippenabstand c_{licht} zu Rippenhöhe a_m und Einfluss auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (a), maximale Verbundspannung τ_{max} (b) und Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 (c) bei gleicher Rippenhöhe a_m ; Messdaten aus [Rehm et al. 1970; Metelli u. Plizzari 2014]

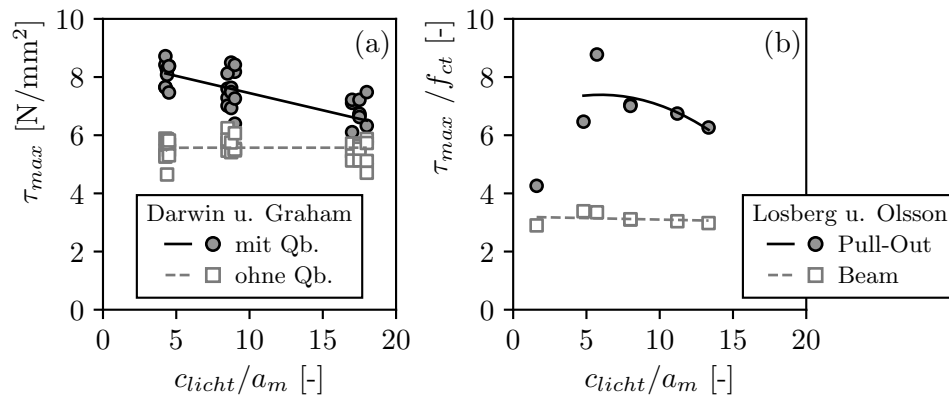


Abbildung A.9: Verhältnis lichter Rippenabstand c_{licht} zu Rippenhöhe a_m und Einfluss auf die maximale Verbundspannung τ_{max} ; Messdaten aus [Darwin u. Graham 1993] (a) und [Losberg u. Olsson 1979] (b)

et al. 1970]. Bei großen Rippenabständen beteiligt sich wahrscheinlich nicht die gesamte Betonkonsole an der Lastaufnahme. Mit zunehmender Konsolenbreite wird ein keilförmiger Ausbruch maßgebend und der Schwerwiderstand sinkt ab. Dabei wurde auf die Verbundspannung $\tau_{0,1}$ ein größerer Einfluss als auf die Verbundspannung τ_{max} beobachtet (Abb. A.8). Mit größerem Verhältnis c_{licht}/a_m sinkt auch die Verbundsteifigkeit. In den Untersuchungen von METELLI UND PLIZZARI wurde mit einem

Verhältnis $c_{\text{licht}}/a_m < 10$ ebenfalls die größte Verbundtragfähigkeit ermittelt (Abb. A.8). Bei größeren Werten scheren die Betonkonsolen mutmaßlich nicht mehr gleichförmig, sondern keilförmig ab. In den Untersuchungen von DARWIN UND GRAHAM wurde in Balkenendkörpern mit Querbewehrung mit kleinerem Verhältnis c_{licht}/a_m die größte Verbundfestigkeit ermittelt. Ohne eine Querbewehrung wurde mit $c_{\text{licht}}/a_m \approx 10$ kein wesentlicher Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit beobachtet (Abb. A.9 (a)). In Ausziehversuchen von LOSBERG UND OLSSON wurde mit einem kleinen Verhältnis $c_{\text{licht}}/a_m \approx 2$ die geringste Verbundfestigkeit erzielt. Die größten Werte wurden in einem Bereich c_{licht}/a_m von 5 bis 10 ermittelt. Bei Balkenversuchen war ein Einfluss des Verhältnisses c_{licht}/a_m fast nicht präsent. Allgemein wurde bei den Balkenversuchen im Vergleich zu den Ausziehversuchen mit verbundfreier Vorlänge eine viel geringere Verbundfestigkeit ermittelt.

Es lässt sich zusammenfassen, dass geringe Rippenabstände mit niedrigen Rippen für einen hochwertigen Verbund zu bevorzugen sind. Jedoch dürfen die Rippenabstände nicht zu klein sein, um ein vorzeitiges Abscheren der Rippen zu vermeiden. Der ideale Bereich für das Verhältnis des lichten Rippenabstands c_{licht} zur Rippenhöhe a_m liegt zwischen 5 und 10. Bei eintretendem Spaltversagen ist der Einfluss des Rippenabstands weniger präsent als beim Ausziehversagen. Normativ sind in DIN 488 [DIN 488-2; DIN 488-3] als Richtwert für profilierte Bewehrungsstäbe mit Durchmesser größer 10 mm ein Rippenabstand von $c \approx 0,6 \varnothing_s$ angegeben. Dies entspricht einem Verhältnis $c_{\text{licht}}/a_m \approx 8$. Abweichungen für den Mittenabstand der Schrägrippen c sind nur in einer Toleranz von $\pm 15\%$ (warmgewalzt) und $+15\%$ bzw. -5% (kaltgerippt) zulässig.

Rippenbreite

Bislang liegen kaum Untersuchungen vor, die sich mit der Rippenbreite bzw. Kopfbreite b der Betonstahlrippen als eigenständigen Parameter für den Verbund beschäftigen. Bei geringen Rippenabständen c wirken sich breite Rippen sehr ungünstig auf den Verbund aus, da sie den lichten Rippenabstand c_{licht} und damit die Tragfähigkeit der Betonkonsolen reduzieren [Rehm 1969]. Für eine hohe Verbundtragfähigkeit sind schlanke Rippen zu bevorzugen, da sie breitere Betonkonsolen ermöglichen [Soretz u. Hölzenbein 1979]. Die Rippen müssen jedoch so breit sein, dass sie der Belastung standhalten und sich nicht verformen.

Darüber hinaus beeinflusst die Rippenbreite auch die Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung. In Untersuchungen von SORETZ UND HÖLZENBEIN wurde mit größerem Verhältnis von Rippenbreite b zur Rippenhöhe a_m eine größere Dauerstandfestigkeit erreicht [Soretz u. Hölzenbein 1979]. Zudem sind für das Biegen und Richten von Bewehrungsstäben, insbesondere für Betonstahl in Ringen, breitere Rippen erforderlich. Beim Biegen und Richten entstehen sehr große Kräfte, die die Betonstahlrippen zu einem gewissen Grad deformieren und beschädigen können. Durch eine größere Aufstandsfläche der Führungsrollen an den Betonstahlrippen und folglich größeren Rippenbreiten, können solch große Deformationen vermieden werden. Derzeit sind nach DIN 488 senkrecht zu den Schrägrippen gemessene Kopfbreiten von bis zu $0,2 \varnothing_s$ zulässig [DIN 488-6]. Der zum jetzigen Zeitpunkt nicht bauaufsichtlich eingeführte neue Entwurf von DIN 488-6 gestattet unter bestimmten

Randbedingungen sogar die Verwendung von Rippenstäben mit einer Kopfbreite von bis zu $0,25 \varnothing_s$ [E DIN 488-6].

Flankenneigung

Um eine bessere Dauerstandfestigkeit zu erreichen sind die Rippen zur Staboberfläche geneigt und am Fuß abgerundet (Abb. 2.10, Abschn. 2.2.3 „Oberflächengestalt“). Zudem binden diese nicht in die Längsrippe ein. Ein flacher Flankenneigungswinkel α – der Winkel zwischen der Rippenflanke und der Staboberfläche – wirkt sich günstig auf die Dauerstandfestigkeit aus. Hingegen sind allzu flache Flankenneigungswinkel zur Sicherstellung der Verbundtragwirkung zu vermeiden. Diese rufen zusätzliche Ringzugkräfte hervor, die zu einer Aufweitung des umhüllenden Betons führen und die Sprengwirkung vergrößern. Als sinnvoller Kompromiss werden von REHM sowie SORETZ UND HÖLZENBEIN Flankenneigungswinkel α steiler als 45° angesehen, da die in Richtung der Flankenneigung wirkenden Kräfte noch größten Teils durch Reibung in der Berührungsfläche aufgenommen werden können und somit auch bei kleinen Betondeckungen keine allzu große Sprengwirkung hervorrufen, wie Untersuchungen verschiedener Autoren [vgl. Menzel 1939; Rehm 1961; Rehm et al. 1970; Soretz u. Hölzenbein 1979] bestätigen. So wurde von REHM ET AL. in Ausziehversuchen von Rippenstäben mit einem Flankenneigungswinkel von 45° gegenüber Stäben mit Flankenneigungswinkel von 90° eine annähernd gleiche Verbundfestigkeit und -steifigkeit ermittelt (Abb. A.10). Normativ muss der Flankenneigungswinkel α mehr als 40° betragen [DIN 488-2; DIN 488-3].

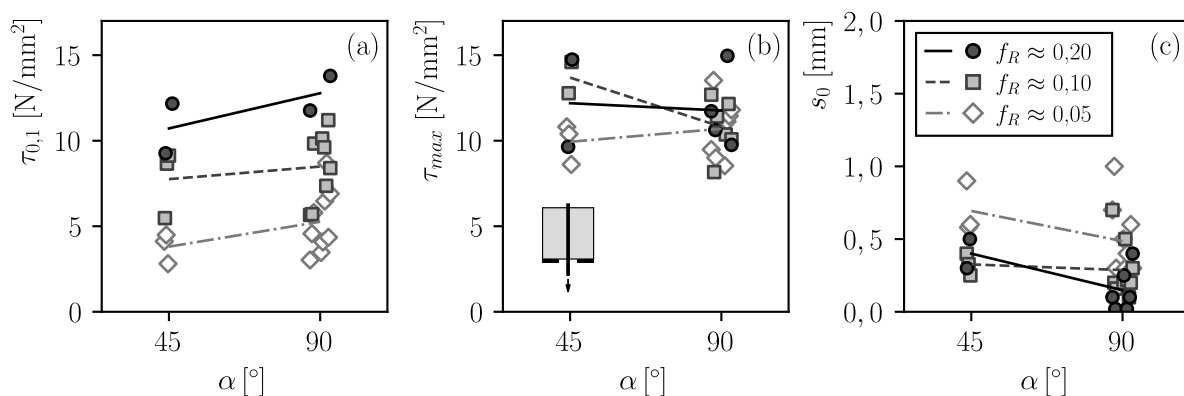


Abbildung A.10: Einfluss der Flankenneigung α auf die (a) Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, (b) maximale Verbundspannung τ_{max} und (c) Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s \approx 14 \text{ mm}$, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\beta = 90^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]

Rippenneigung

Die Rippen moderner Bewehrungsstähle sind gegen die Längsrichtung geneigt und besitzen meist zusätzliche Längsrippen, um ein mögliches Verdrehen der Stäbe im Beton zu verhindern [Rehm

1979]. Der Neigungswinkel β gegen die Längsachse der Rippenstähle liegt normativ zwischen 35° und 75° . [DIN 488-2; DIN 488-3]. Eine durch die Längsneigung der Rippen gleichmäßigere Lasteinleitung in den Beton und ein günstiger Einfluss auf die Verbundfestigkeit wären naheliegend. Tatsächlich wurden in Verbunduntersuchen verschiedener Autoren [vgl. Rehm et al. 1970; Martin et al. 1981, 1983] an Ausziehkörpern jedoch gegenteiliges festgestellt und mit zunehmender Rippenneigung β nahm auch die Verbundfestigkeit ab. Die besten Verbundeigenschaften ergaben sich bei quer zur Stabachse verlaufenden Rippen von 90° . Bis zu einem Neigungswinkel β von 46° wurde in den Versuchen nur ein geringer Einfluss auf die maximale Verbundfestigkeit beobachtet. Bei kleineren Neigungswinkeln war die Verbundfestigkeit deutlich reduziert (Abb. A.11). Der Einfluss des Neigungswinkels β hängt stark von der Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton und der Art des Versagens ab. In Untersuchungen von CAIRNS war der Einfluss des Neigungswinkels β bei vorherrschendem Spaltversagen vernachlässigbar klein [Cairns u. Jones 1995a]. Bei modernen Rippenstählen sind die Rippen dennoch in einem Winkel zwischen 35° und 75° gegen die Längsrichtung geneigt. Der Grund für die eher flache Neigung gegen die Rippenachse liegt weniger in einem optimierten Verbund, sondern vermutlich ausschließlich in dem günstigen Einfluss auf die Ermüdungsfestigkeit [Martin et al. 1981, 1983; Weitzmann u. Denning 1984]. Der Ermüdungsbruch tritt bei in Längsachse geneigten verlaufenden Rippen seltener bzw. erst nach längerer Zeit auf, da für die Kerbwirkung ungünstige Kanten in Längsrichtung weniger markant sind.

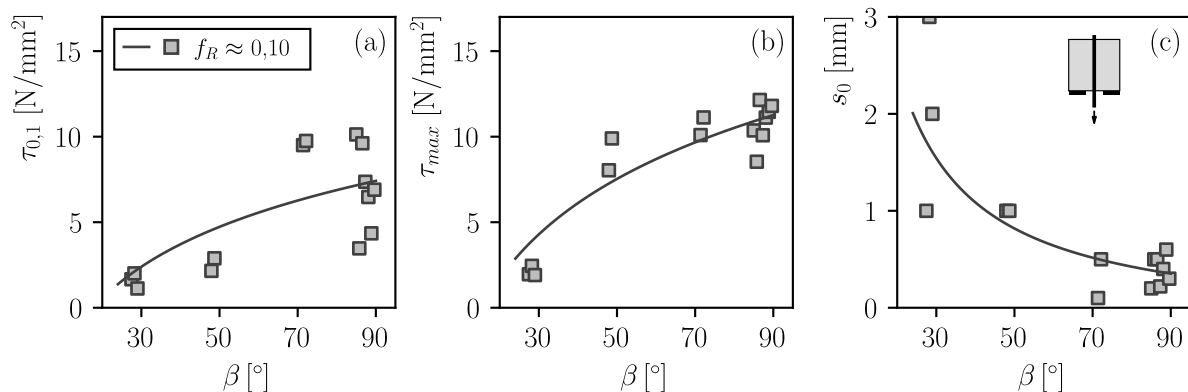


Abbildung A.11: Einfluss der Rippenneigung β auf die (a) Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, (b) maximale Verbundspannung τ_{max} und (c) Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R ($f_c \approx 45 \text{ N}/\text{mm}^2$, $\varnothing_s \approx 14 \text{ mm}$, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\beta = 90^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]

Die Festlegung von einseitig alternierenden Rippen für den Betonrippenstahl BSt 500 S (heute B500A bzw. B500B) folgt in erster Linie dem Ziel einer gut wahrnehmbaren Unterscheidungsmöglichkeit gegenüber dem früher gebräuchlichen niederfesten BSt 420 S. Insbesondere hinsichtlich der Dauerschwingfestigkeit und in gewissem Umfang auch hinsichtlich der Verbundfestigkeit ist die alternierende Rippung des BSt 500 S im Vergleich zum BSt 420 S jedoch als eher ungünstig einzustufen [Martin et al. 1981, 1983]. Der heute gebräuchliche Rippenstahl zeichnet sich bei der Duktilitätsklasse B500A durch drei Rippenreihen und bei der Duktilitätsklasse B500B durch zwei bzw. vier Rippenreihen aus. Die Rippenform mit einseitig alternierenden Rippen ist heute für

Betonstahl der Güte B500B mit zwei Rippenpaaren weit verbreitet, aber auch eine Form ohne alternierende Rippen ist normativ zulässig, da niederfestere Betonstähle BSt 420 S nicht mehr üblich sind. Eine Übersicht über verschiedene Rippengeometrien findet sich in Abbildung 2.10 (Abschn. 2.2.3 „Oberflächengestalt“).

Rechenwert der bezogenen Rippenfläche

Um die ordnungsgemäße Funktion von Betonstahlprodukten zu gewährleisten, werden in den technischen Spezifikationen und nationalen Normen (für Deutschland DIN 488) Grenz- und Richtwerte für die Rippengeometrie des Betonstahls festgelegt. Als Maß für die Verbundqualität der Bewehrung stellt der Mindestwert der bezogenen Rippenfläche f_R das wesentliche Kriterium zur Beurteilung der Rippengeometrie dar [Lindorf 2011]. Bereits 1913 nannte ABRAMS das Verhältnis zwischen der eben auf die Stabachse projizierten Rippenfläche und dem Abstand zwischen zwei Rippen als wesentliche Einflussgröße für den Verbund. Der Wert der bezogenen Rippenfläche f_R berechnet sich als Quotient aus der Rippenaufstandsfläche (projizierte Rippenfläche) F_R und der Mantelscherfläche des Stabes F_M [vgl. Rehm 1961; Martin u. Noakowski 1981; Mayer 2001], wie in Abbildung A.12 veranschaulicht. Für komplexe sichelförmige Rippengeometrien werden in DIN EN ISO 15630-1 vereinfachte Formeln, z. B. die Simpson'sche Formel zur Berechnung der bezogenen Rippenfläche verwendet (Gl. A.1). Voraussetzung für die Verwendung der bezogenen Rippenfläche f_R als Verbundkriterium ist nach REHM, dass die Kopfbreite der Rippen im Verhältnis zur Stabdicke klein ist ($\approx 0,1\varnothing_s$) [Rehm 1969] und die Rippen nicht breiter als hoch sind [Rehm 1961].

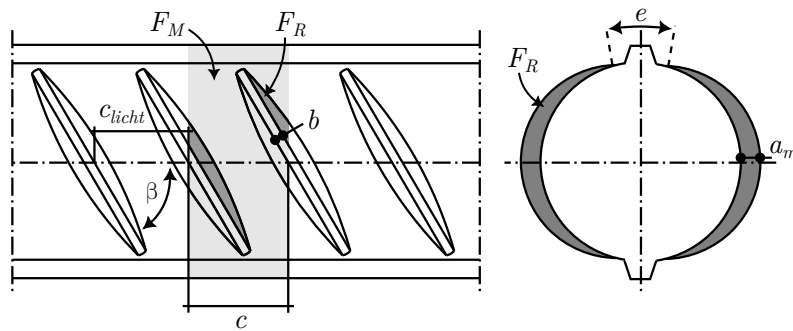


Abbildung A.12: Bezogene Rippenfläche f_R von Betonstahl mit sichelförmigen Rippen

$$f_R = \frac{F_R}{F_M} = \frac{(2 \cdot a_{1/4} + a_m + 2 \cdot a_{3/4}) \cdot (\pi \cdot \varnothing_s - \Sigma e)}{6 \cdot \pi \cdot \varnothing_s \cdot c} \quad (\text{A.1})$$

Es existieren zahlreiche experimentelle Studien, in denen der Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_R als ein wesentlicher Einflussparameter auf den Verbund untersucht wurde [z. B. Rehm et al. 1970; Martin u. Noakowski 1981; Losberg u. Olsson 1979; Kimura u. Jirsa 1992; Darwin u. Graham 1993; Metelli u. Plizzari 2014; Sippel u. Hofmann 2022]. In einem umfangreichen Versuchsprogramm mit Ausziehversuchen an Stäben unterschiedlicher Rippengeometrie leiteten REHM ET AL. einen wesentlichen Zusammenhang zwischen der bezogenen Rippenfläche f_R und der Verbundspannung

bei geringen Verschiebungswerten sowie der maximalen Verbundspannung ab (Abb. A.13). Hohe f_R -Werte bieten einen sehr großen Verbundwiderstand, das Verbundversagen tritt aber bereits früh durch Spalten des Betons auf [Rehm et al. 1970]. So ist aus den Untersuchungen von REHM ET AL. kein nennenswerter Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die maximale Verbundspannung τ_{\max} auszumachen und die eingezeichnete Trendlinie verläuft bei gleicher Betongüte annähernd horizontal (Abb. A.13 (b)). Bei niedrigen f_R -Werten ist bei gleicher Verschiebung der Verbundwiderstand sehr viel geringer als bei hohen f_R -Werten, welche jedoch für die Beschränkung der Rissbreiten im Gebrauchszustand nur zum Teil ausgenutzt werden können [Rehm et al. 1970] (Abb. A.13 (a)). Ausgehend von den Anforderungen nach Begrenzung der Rissbreiten im Gebrauchszustand durch einen starren Verbund, einer großen Verbundtragfähigkeit und dem dafür erforderlichen Verbundbruch bei ausreichend großen Verschiebungen durch einen gegensätzlich eher weichen Verbund, leiteten REHM ET AL. aus den Versuchsergebnissen und diesen theoretischen Überlegungen einen günstigen Bereich der bezogenen Rippenfläche zwischen 0,050 und 0,100 ab [Rehm et al. 1970].

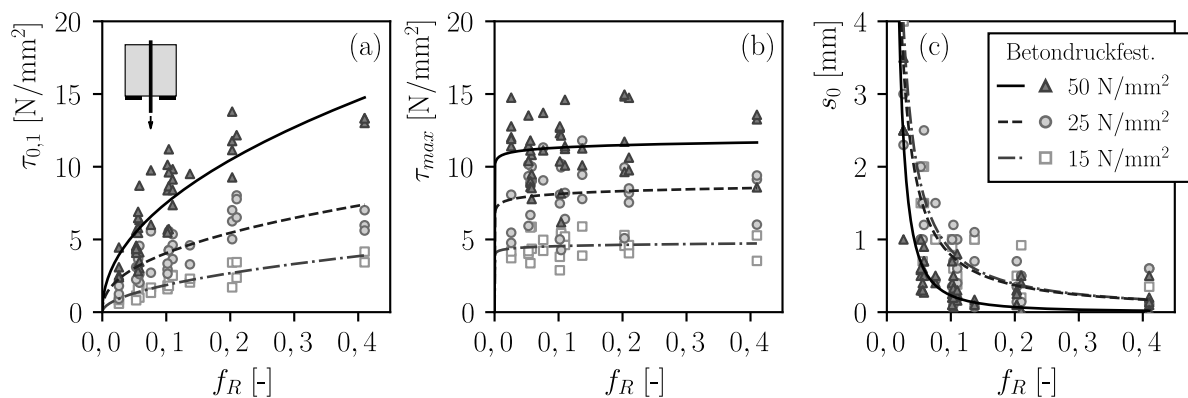


Abbildung A.13: Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (a), maximale Verbundspannung τ_{\max} (b) und Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 (c) bei unterschiedlicher Betondruckfestigkeit f_c ($\varnothing_s \approx 14$ mm, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\alpha \geq 45^\circ$, $\beta \geq 70^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]

MARTIN UND NOAKOWSKI führten aufbauend auf den damaligen Erkenntnissen Verbunduntersuchungen an Ausziehkörpern mit verbundfreien Vorlänge durch [Martin u. Noakowski 1981]. Im Bruchbereich machte sich der die Sprengwirkung verringernde Einfluss der freien Vorlänge bemerkbar, wodurch eine größere Verbundfestigkeit ermittelt wurde und das Versagen vorwiegend durch Herausziehen der Stäbe und nicht durch Spalten des Betonkörpers erfolgte. Solange gleiche Verschiebungswerte betrachtet werden (Abb. A.14 (a)), stiegen die Verbundspannungen mit der bezogenen Rippenfläche f_R im Wesentlichen linear an. Für die maximale Verbundspannung τ_{\max} war ein begrenzter Anstieg mit größeren f_R -Werten zu beobachten (Abb. A.14 (b)). Die Autoren begründen dies damit, dass bei schwach profilierten Betonstählen (kleiner f_R -Wert) die maximale Verbundspannung τ_{\max} erst bei relativ großen Verschiebungen erreicht wird, während das Verbundversagen (τ_{\max}) bei stark profilierten Betonstählen (großer f_R -Wert) bereits bei kleinen Verschiebungen eintritt [Martin u. Noakowski 1981]. Dementsprechend werden für die maximale Verbundspannung τ_{\max} unterschiedlich profilierter Bewehrungsstäbe auch unterschiedliche

Verschiebungswerte miteinander verglichen. Zu große Verschiebungen sind in der Regel sowohl für den Gebrauchszustand aber auch für den rechnerischen Bruchzustand unzulässig. Daraus folgt, dass eine Beurteilung des Verbundverhaltens anhand der maximalen Verbundspannung τ_{\max} immer auch in Bezug auf die zugehörige Verschiebung erfolgen muss [Martin u. Noakowski 1981].

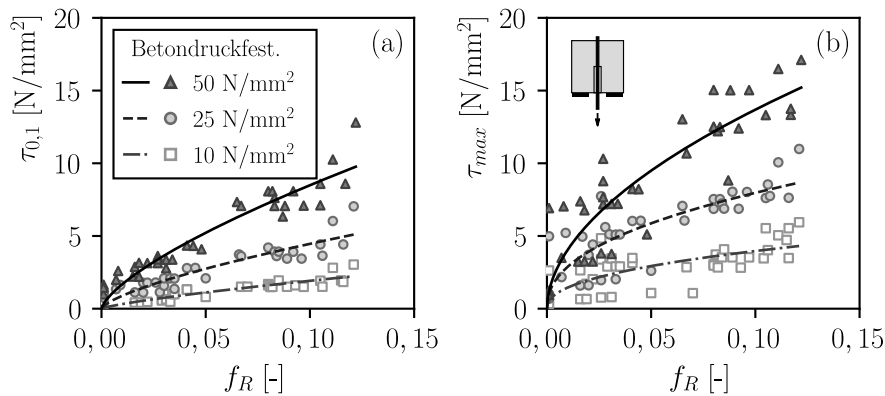


Abbildung A.14: Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (a) und maximale Verbundspannung τ_{\max} (b) bei unterschiedlicher Betondruckfestigkeit f_c ($\varnothing_s \approx 16$ mm, $c_d \geq 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 10 \varnothing_s$); Messdaten aus [Martin u. Noakowski 1981]

METELLI UND PLIZZARI untersuchten den Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R an Ausziehversuchen mit verbundfreier Vorlänge sowohl an Normalbeton (NB) als auch an hochfestem Beton (HFB) mit unterschiedlichen Stabdurchmessern. In allen Versuchen wurden für Bewehrungsstäbe mit größerer bezogener Rippenfläche f_R auch größere Verbundspannungen bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ und maximaler Verbundspannung τ_{\max} gemessen (Abb. A.15 (a), b). Außerdem war bei kleinen Stabdurchmessern der Einfluss der bezogenen Rippenfläche auf die maximale Verbundspannung τ_{\max} im Vergleich zu größeren Stabdurchmessern deutlich geringer. Die Autoren begründen dieses Verhalten damit, dass bei größeren Stabdurchmessern und damit größeren Verbundkräften auch der umhüllende Beton generell stärker beansprucht wird. Die Zunahme der Verbundfestigkeit in Abhängigkeit von der bezogenen Rippenfläche f_R war demnach vor allem bei größeren Stabdurchmessern aufgrund der stärkeren Wechselwirkung zwischen den Rippen und dem umgebenden Beton zu beobachten [Metelli u. Plizzari 2014]. Bei hochfestem Beton (HFB) wurde im Vergleich zu Normalbeton (NB) ein größerer Einfluss der bezogenen Rippenfläche sowohl auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ als auch auf die maximale Verbundspannung τ_{\max} beobachtet. Hohe f_R -Werte führten außerdem zu einem deutlich steiferen Verbundverhalten. In den Versuchen wurden mit induktiven Wegaufnehmern die Verformungen an der Betonoberfläche gemessen, um in Abhängigkeit von der Rippengeometrie Aussagen über die Ringzugspannungen zu treffen, die bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit den Betonkörper spalten. Dabei wurden die ermittelten Verformungen bei gleicher Verbundspannung von 15 N/mm² miteinander verglichen (Abb. A.15 (c)). Obwohl die Versuchsergebnisse sehr stark streuen, deuten die Verformungen an der Betonoberfläche auf einen Zusammenhang mit der bezogenen Rippenfläche f_R hin. Bei großen Rippenflächen f_R wurden die geringsten Verformungen an der Oberfläche gemessen, was darauf hindeutet, dass die Neigung zum Spaltversagen verringert wird [Metelli u. Plizzari 2014]. CAIRNS UND JONES berichten ebenfalls, dass stärker gerippte Stäbe bei

gleicher Verbundspannung eine geringere Sprengwirkung auf den umgebenden Beton ausüben. Die Beobachtungen stehen in einem gewissen Widerspruch zu den Erkenntnissen von REHM, MARTIN UND NOAKOWSKI [Rehm et al. 1970; Martin u. Noakowski 1981], wonach große f_R -Werte die Sprengwirkung auf den Beton vergrößern sollen. Da in den Untersuchungen [Cairns u. Jones 1995a; Metelli u. Plizzari 2014] jedoch nur f_R -Werte bis ca. 0,10 untersucht wurden, lassen sich keine Aussagen für größere f_R -Werte ableiten.

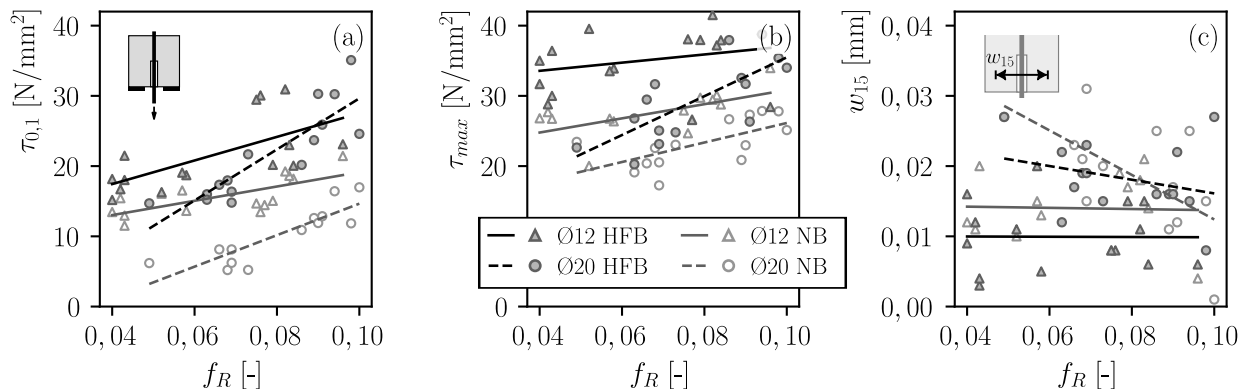


Abbildung A.15: Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (a), maximale Verbundspannung τ_{max} und Verformungen an der Betonoberfläche w_{15} bei 15 N/mm² Verbundspannung für hochfesten Beton (HFB) und Normalbeton (NB) ($\phi_s \approx 12$ bis 20 mm, $c_d = 4,5 \phi_s$, $l_b = 5 \phi_s$); Messdaten aus [Metelli u. Plizzari 2014]

LOSBERG UND OLSSON untersuchten den Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundtragfähigkeit sowohl an exzentrischen Ausziehkörpern als auch an Balkenendverankerungen (Abb. A.16). In einer Parameterstudie wurden die Rippenhöhe a_m und der Rippenabstand c variiert. Im Vergleich zu den Balkenversuchen wurden in den Ausziehversuchen bis zu dreimal höhere Verbundspannungen gemessen. Dabei hatte die Rippenhöhe a_m bei den Ausziehversuchen einen großen Einfluss auf die maximale Verbundspannung τ_{max} . Enge Rippenabstände c führten zu einer geringeren Verbundtragfähigkeit. Die Autoren begründeten dieses Verhalten damit, dass bei engen Rippenabständen die Betonkonsolen zwischen den Rippen weniger tragfähig sind und frühzeitig abscheren. Da jedoch kleinere Rippenabstände c zu einem größeren Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_R führen, kann ein solcher Einfluss nicht allein am f_R -Wert abgelesen werden. Bei den Untersuchungen an Balkenendverankerungen zeigten weder die Variation der Rippenhöhe a_m und des Rippenabstandes c noch die Variation der bezogenen Rippenfläche f_R einen nennenswerten Einfluss auf die experimentell ermittelte maximale Verbundfestigkeit τ_{max} .

DARWIN UND GRAHAM untersuchten den Einfluss der Rippengeometrie auf die Verbundtragfähigkeit an Balkenendkörpern mit und ohne Querbewehrung bei einer Betondeckung vom zwei- bis dreifachen Betonstahldurchmesser (Abb. A.17). Dabei wurden Stäbe mit unterschiedlicher Rippenhöhe a_m und Rippenabstand c untersucht, die eine veränderte bezogene Rippenfläche f_R aufwiesen. Die Versuche mit Querbewehrung ergaben eine um bis zu 40% höhere Verbundtragfähigkeit als die Versuche ohne Querbewehrung. Bei den Versuchen mit einer Betondeckung von $c_d = 3 \phi_s$ wurde im Vergleich zu den Versuchen mit einer Betondeckung von $c_d = 2 \phi_s$ eine noch größere Zunahme der

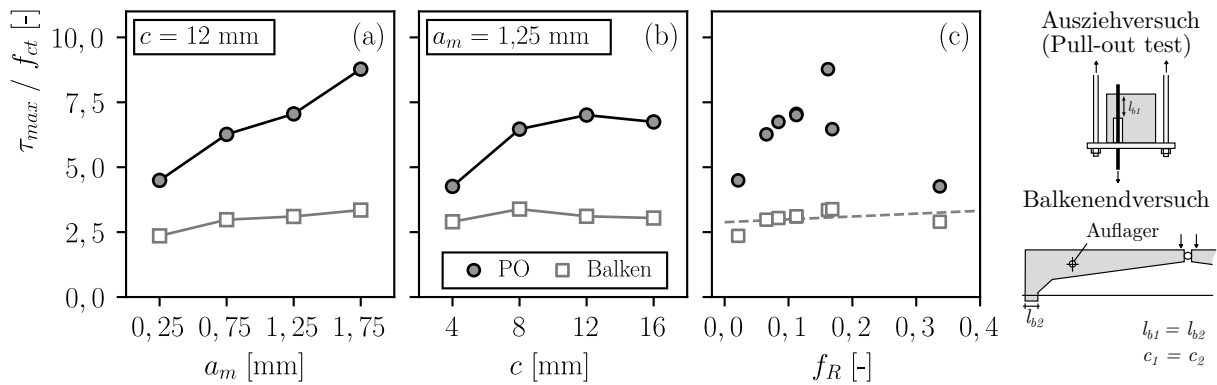


Abbildung A.16: Einfluss der Rippenhöhe a_m (a), des Rippenabstands c (b) und der bezogenen Rippenfläche f_R (c) auf die bezogene Verbundfestigkeit in Ausziehversuchen und Balkenversuchen mit gleicher Verbundlänge; Messdaten aus [Losberg u. Olsson 1979]

Verbundtragfähigkeit beobachtet. Sowohl bei Versuchen mit Querbewehrung als auch bei Versuchen mit großer Betondeckung hatte eine Variation der bezogenen Rippenfläche f_R , ausgehend von einem veränderten Rippenabstand c , einen starken Einfluss auf die maximale Verbundtragfähigkeit τ_{max} (Abb. A.17 (c)). Bei den Versuchen ohne Querbewehrung waren die bezogene Rippenfläche f_R und der Rippenabstand c ohne Einfluss, die Trendlinie verlief horizontal. Bei Variation der Rippenhöhe wurde mit und ohne Querbewehrung kein Einfluss festgestellt. Bei geringer Betondeckung und Umschnürung, bei der die Verbundfestigkeit durch das Aufspalten des Betons bestimmt wird, ist die Verbundfestigkeit weitgehend unabhängig von der bezogenen Rippenfläche f_R . Bei großer Betondeckung und großer Umschnürung durch zusätzliche Bügelbewehrung nimmt die Verbundfestigkeit zu und der Parameter der bezogenen Rippenfläche f_R gewinnt an Einfluss auf den Verbund. In allen Versuchen zeigte sich jedoch bei größeren f_R -Werten ein deutlich steiferes Verbundverhalten, d. h. bei gleicher Belastung traten geringere Schlupfwerte auf.

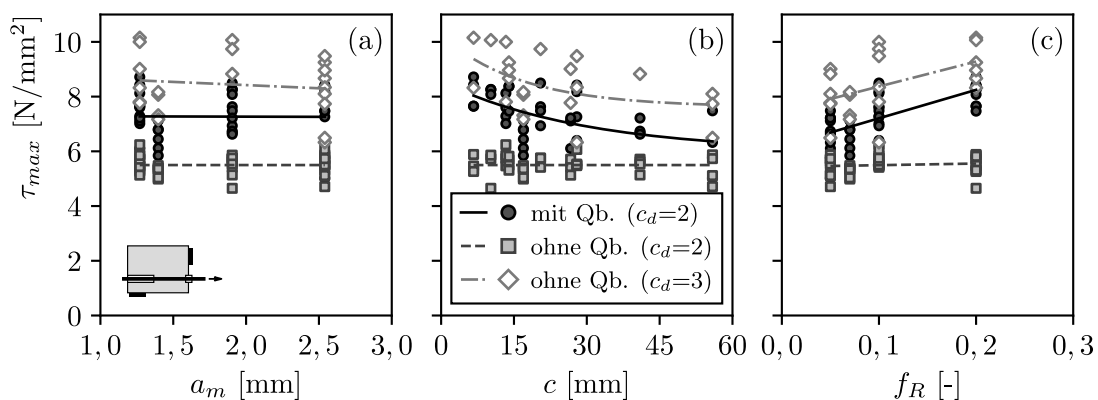


Abbildung A.17: Einfluss der Rippenhöhe a_m (a), des Rippenabstands c (b) und der bezogenen Rippenfläche f_R (c) auf die bezogene Verbundfestigkeit in Balkenendversuchen ($f_c \approx 30$ N/mm², $\varnothing_s = 20$ mm, $c_d \approx 2$ bis $3 \varnothing_s$, $l_b = 12 \varnothing_s$); Messdaten aus [Darwin u. Graham 1993]

Die Untersuchungen bestätigen die bereits gewonnenen Eindrücke, dass der Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R von den zahlreichen Randbedingungen, aber auch von der verwendeten Prüfkörperform abhängig ist. Vereinfachte Prüfverfahren wie Ausziehversuche mit einer verbundfreien Vorlänge bilden beim Ausziehversagen gewissermaßen eine Obergrenze für den Verbund ab [Losberg u. Olsson 1979] und dienen vor allem dem Vergleich von Bewehrungsstäben mit unterschiedlichen Rippengeometrien und der Beurteilung hinsichtlich der grundsätzlichen Eignung für den Verbund [Rehm 1979; DIN EN 10080]. Dabei wurde in Ausziehversuchen weitgehend übereinstimmend ein großer Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Verbundtragwirkung festgestellt [z. B. Rehm et al. 1970; Martin u. Noakowski 1981; Metelli u. Plizzari 2014]. Da Ausziehversuche nicht in der Lage sind, praxisnahe Bedingungen nachzustellen und somit das Spaltversagen nicht hinreichend genau abbilden können, ist eine Aussage darüber nicht möglich. Der Einfluss der Rippengeometrie ist beim Spaltversagen geringer als beim Ausziehversagen infolge Abscheren der Betonkonsolen [z. B. Losberg u. Olsson 1979; Soretz u. Hölzenbein 1979; Darwin u. Graham 1993]. Für Rippenstähle innerhalb der normativen Grenzen kann demnach der Einfluss der Rippengeometrie auf das Verbundverhalten bei Spaltversagen weitgehend vernachlässigt werden.

Anhang B

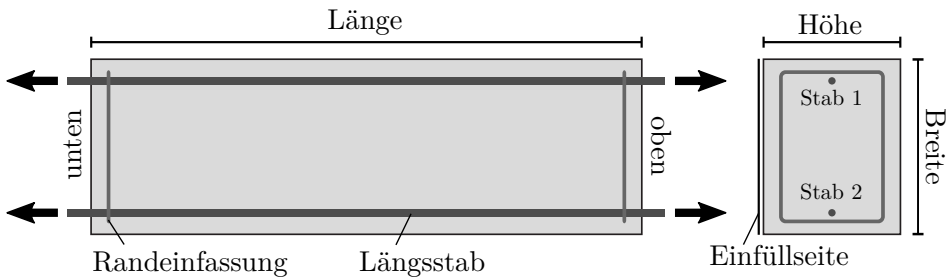
Ergebnisdokumentation der experimentellen Untersuchungen

B.1 Zentrische Dehnkörperversuche

Nachfolgend sind die Messergebnisse der experimentellen Untersuchungen der zentrischen Dehnkörperversuche dokumentiert. Für jeden Versuch sind der Versuchsablauf mit Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm, die Messungen der faseroptischen Dehnungsmessung sowie die Hauptformänderungen und die Rissbildung aus den DIC-Messungen für die Laststufen 100 N/mm^2 , 200 N/mm^2 , 300 N/mm^2 , 400 N/mm^2 und 500 N/mm^2 dargestellt.

Jeder Längsbewehrungsstab wurde mit zwei gegenüberliegenden Polyimidfasern (FOS 1/FOS 2 und FOS 3/FOS 4) instrumentiert. Um eine präzise Messung zu erhalten und um mögliche Auswirkungen der Stabbiegung zu kompensieren, wurden die gegenüberliegenden Messungen zu Mittelwerten zusammengefasst. Störungen und Messartefakte bei der Dehnungsmessung haben einen erheblichen Einfluss auf die durch numerische Differentiation ermittelte Verbundspannungsverteilung. Um diese Einflüsse zu reduzieren, wurden effektive Filteroperatoren auf die Rohdaten der Messungen angewendet. Das Vorgehen ist in Abschnitt 3.3.5 beschrieben. In der Ergebnisdokumentation der zentrischen Dehnkörperversuche sind die Rohdaten der Messungen dargestellt. Die gefilterten Dehnungsverläufe (filt) und die Rohdaten der Dehnungsmessung (roh) sind bis auf lokale Messartefakte und Abweichungen in der Regel nahezu deckungsgleich.

Für die Modellbildung wurden Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus den faseroptischen Dehnungsmessungen abgeleitet. Das Vorgehen ist in Abschnitt 3.3.5 beschrieben. Für die Bildung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen wurden aufgrund einzelner Messausfälle und -fehler nicht immer alle vier Messungen, sondern nur selektive Messungen verwendet. Zur Überprüfung des Modells wurden die faseroptischen Dehnungsmessungen mit dem in Kapitel 4 dargestellten Verbundmodell nachgerechnet. Die berechneten Verläufe sind ebenfalls in den Ergebnisgrafiken dargestellt und zeigen im Allgemeinen eine sehr gute Übereinstimmung.

ZDK-1*(Interne Bezeichnung: S19 E16)*Konstruktive Durchbildung

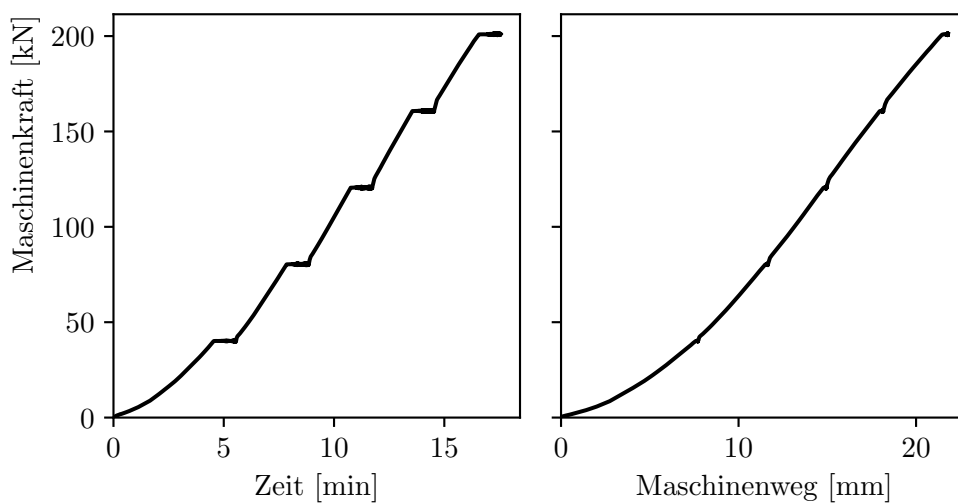
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 350 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 1,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 44 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 38,6 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,06 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,75 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,357 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-1****Abbildung B.1:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-1

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-1 (Stab 1)

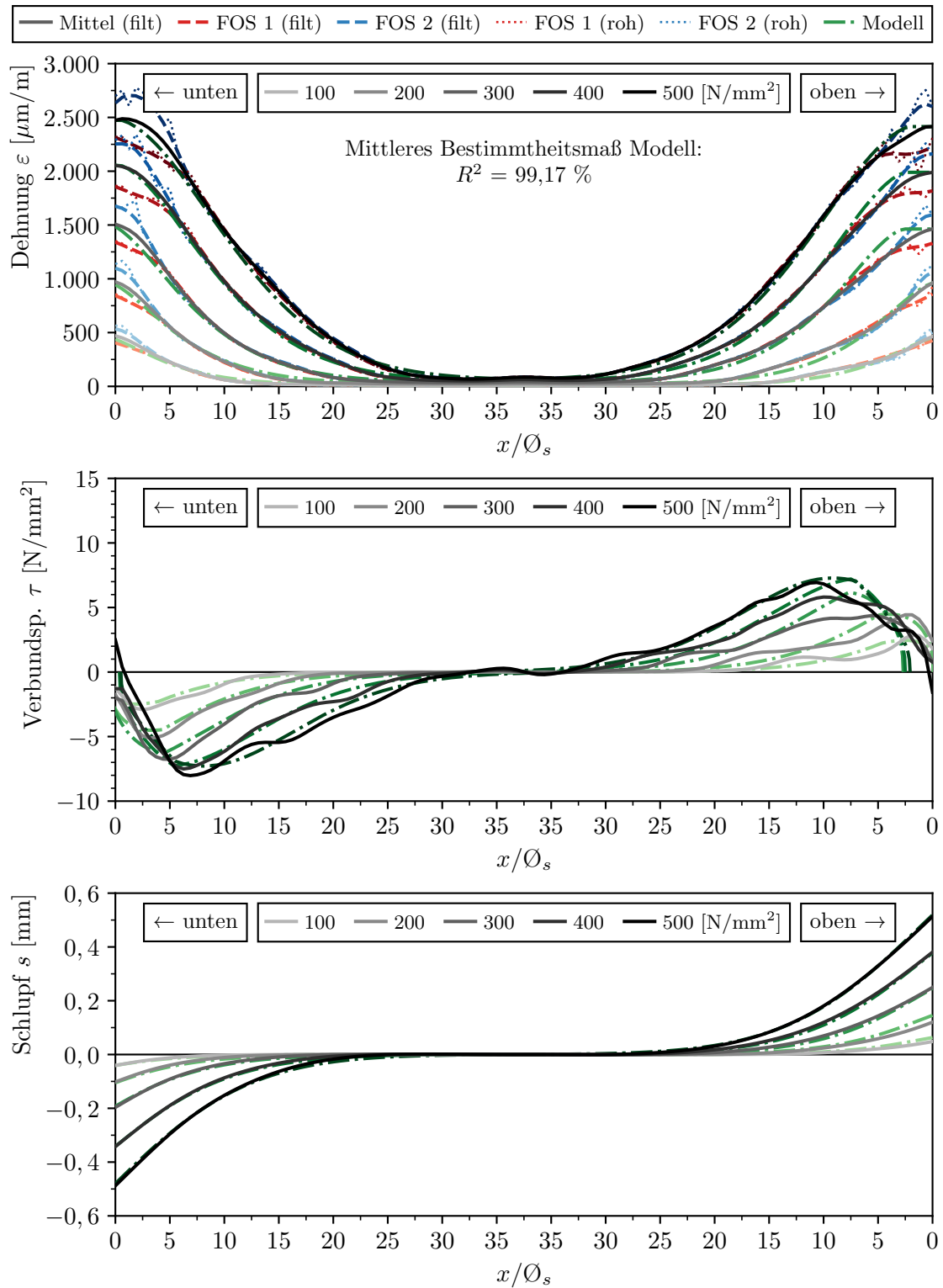


Abbildung B.2: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-1 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-1 (Stab 2)

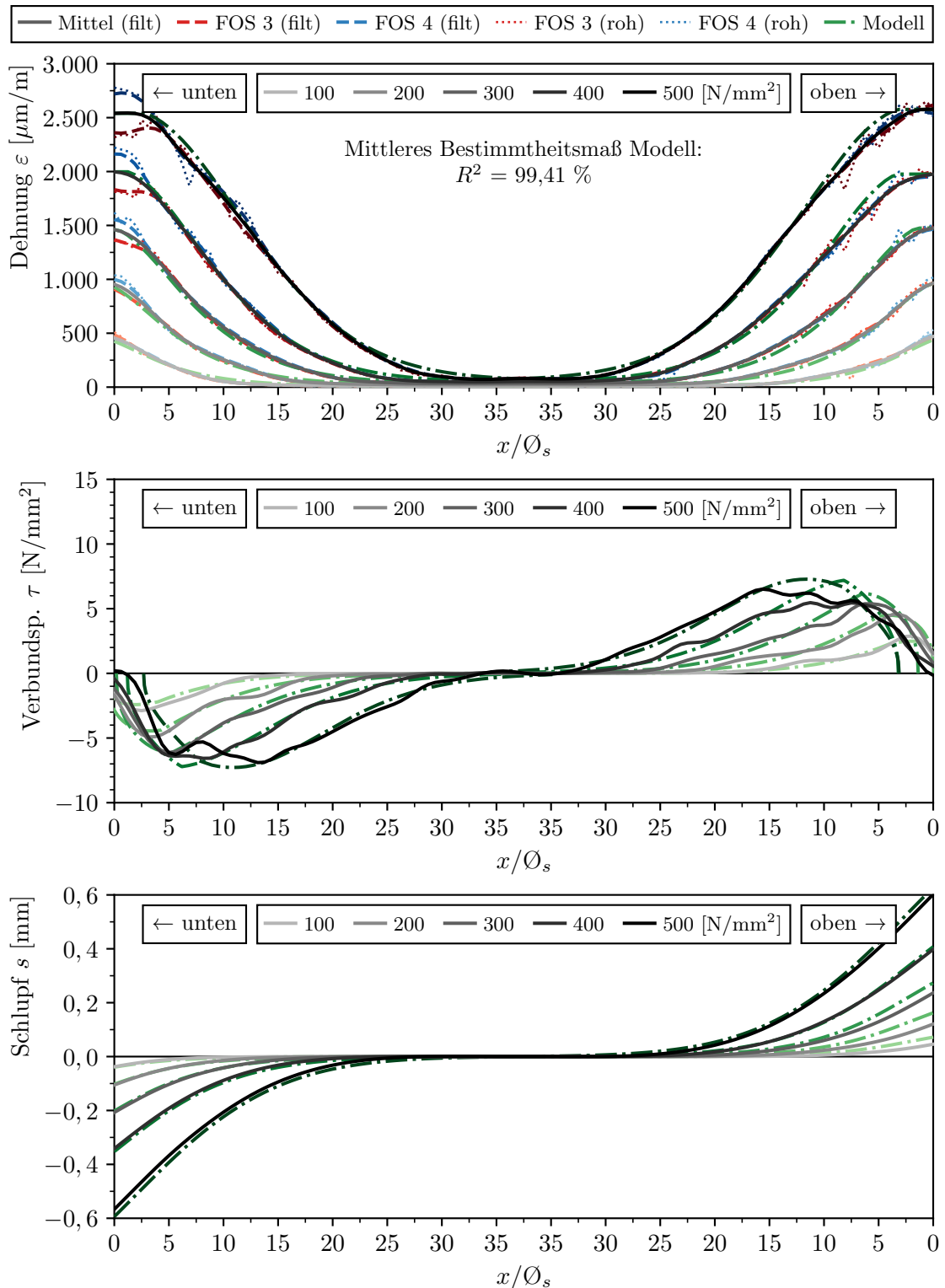
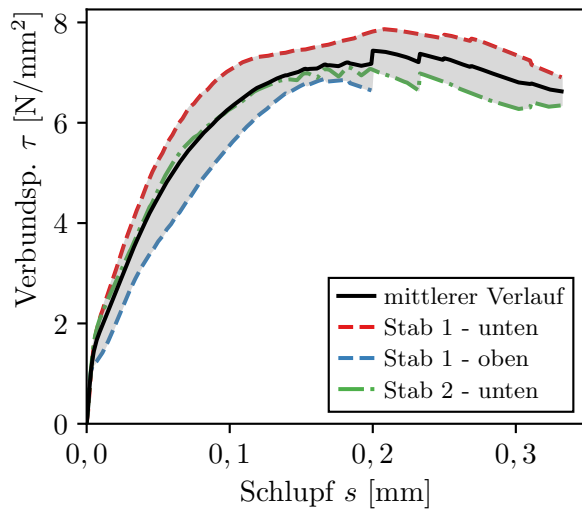


Abbildung B.3: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-1 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-1



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,89 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,51 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,29 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 7,44 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,2 \text{ mm}$$

Abbildung B.4: V-S-Beziehung ZDK-1 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-1

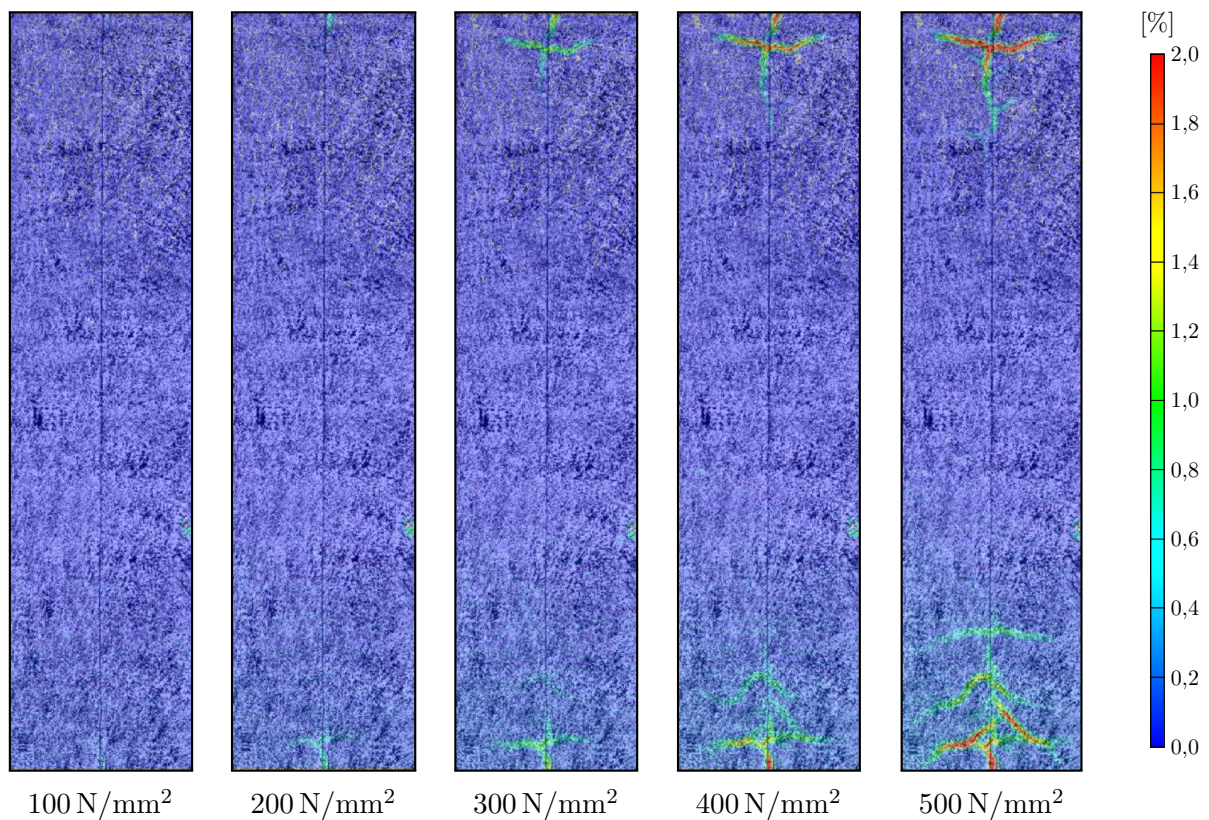
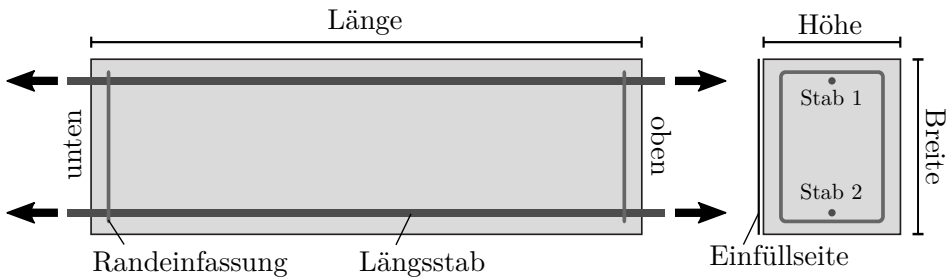


Abbildung B.5: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-2*(Interne Bezeichnung: S19 E15)*Konstruktive Durchbildung

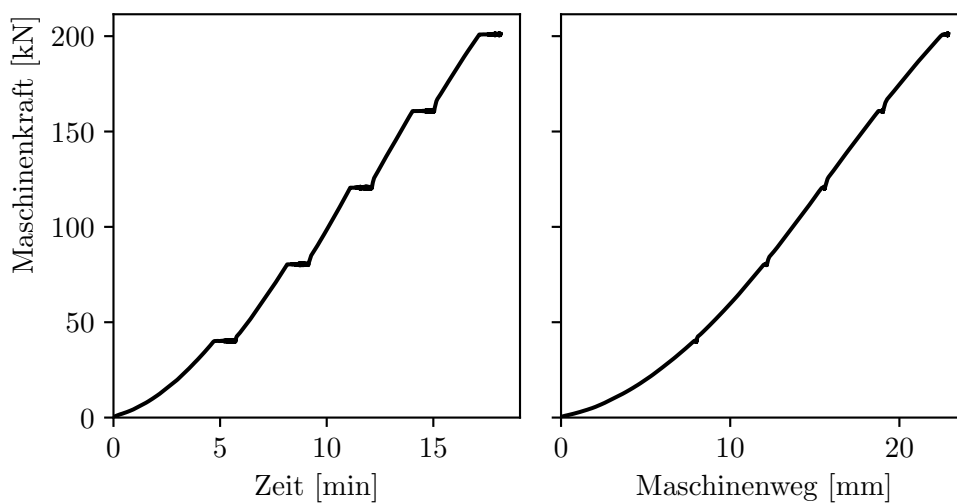
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 44 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 38,6 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,06 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,75 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,357 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-2****Abbildung B.6:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-2

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-2 (Stab 1)

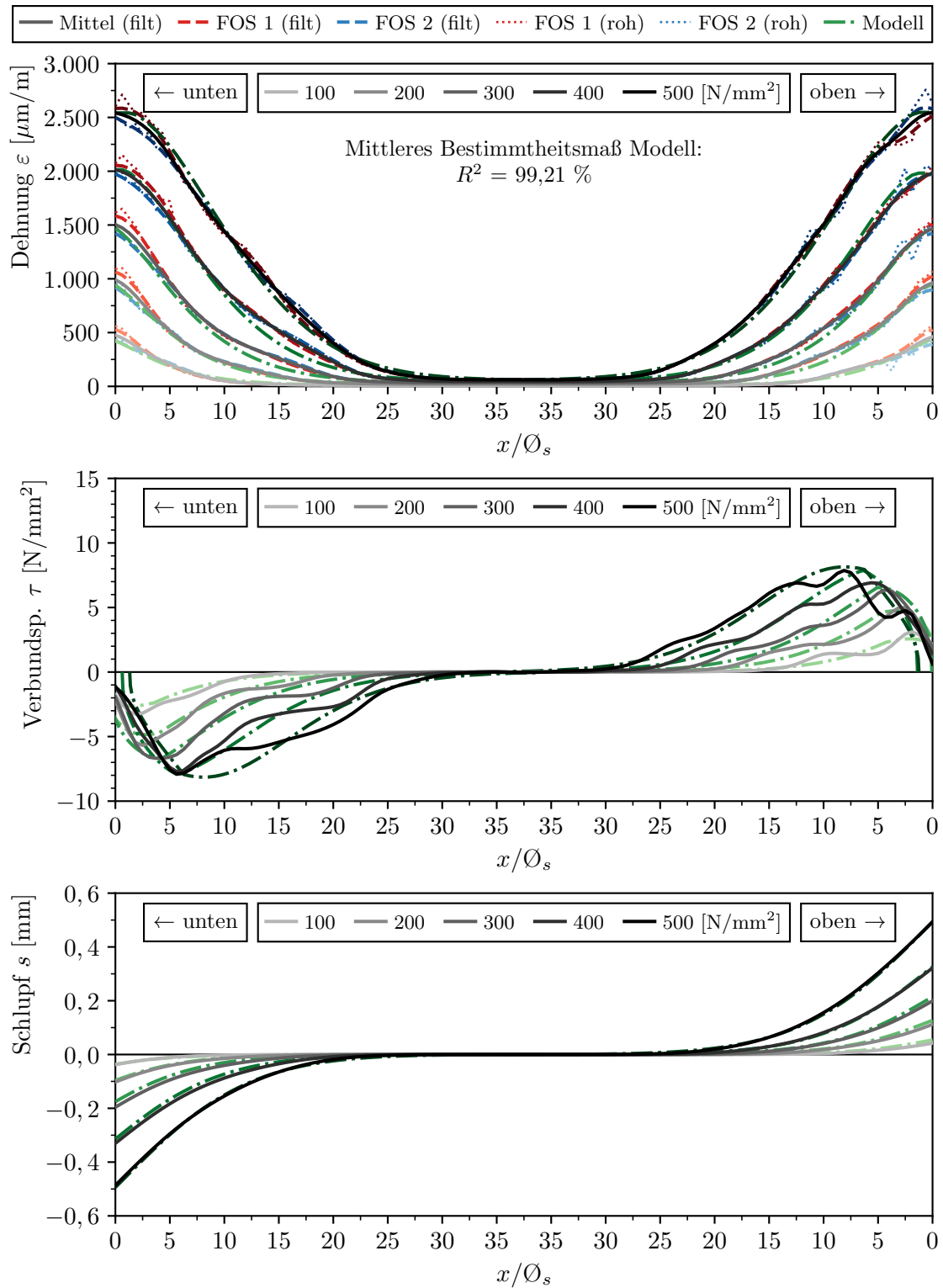


Abbildung B.7: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-2 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-2 (Stab 2)

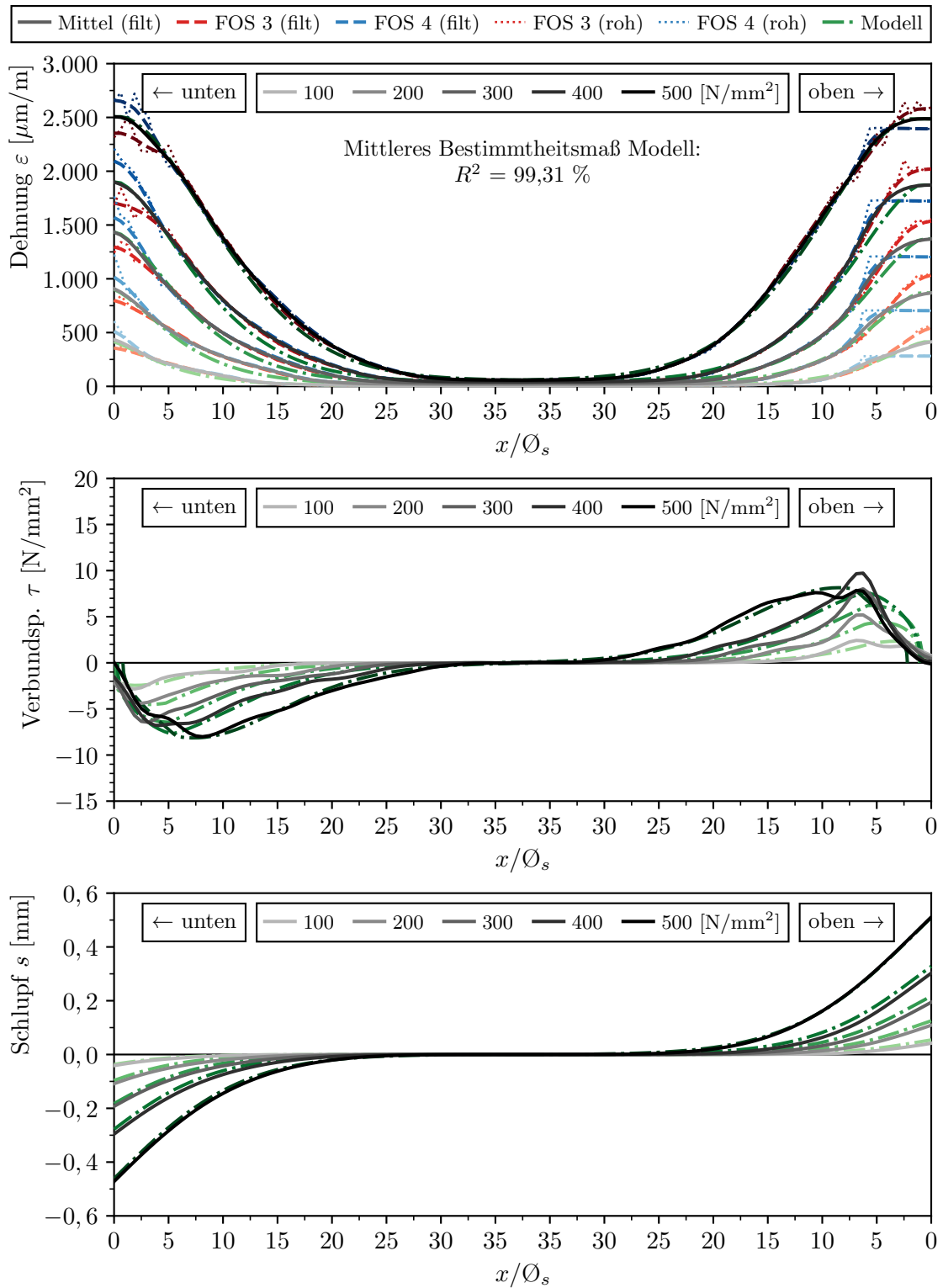
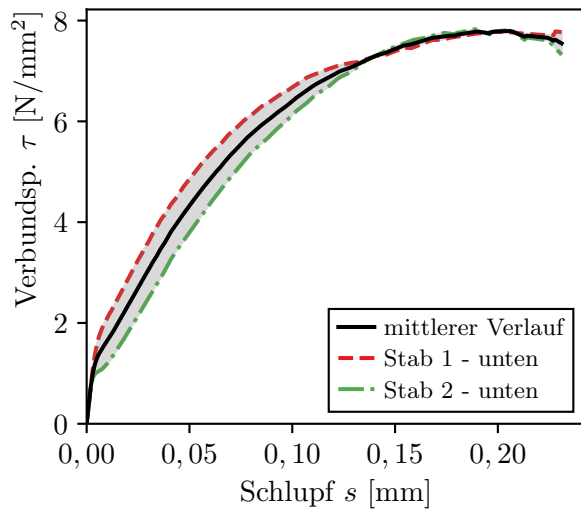


Abbildung B.8: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-2 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-2

mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,33 \text{ N/mm}^2$$

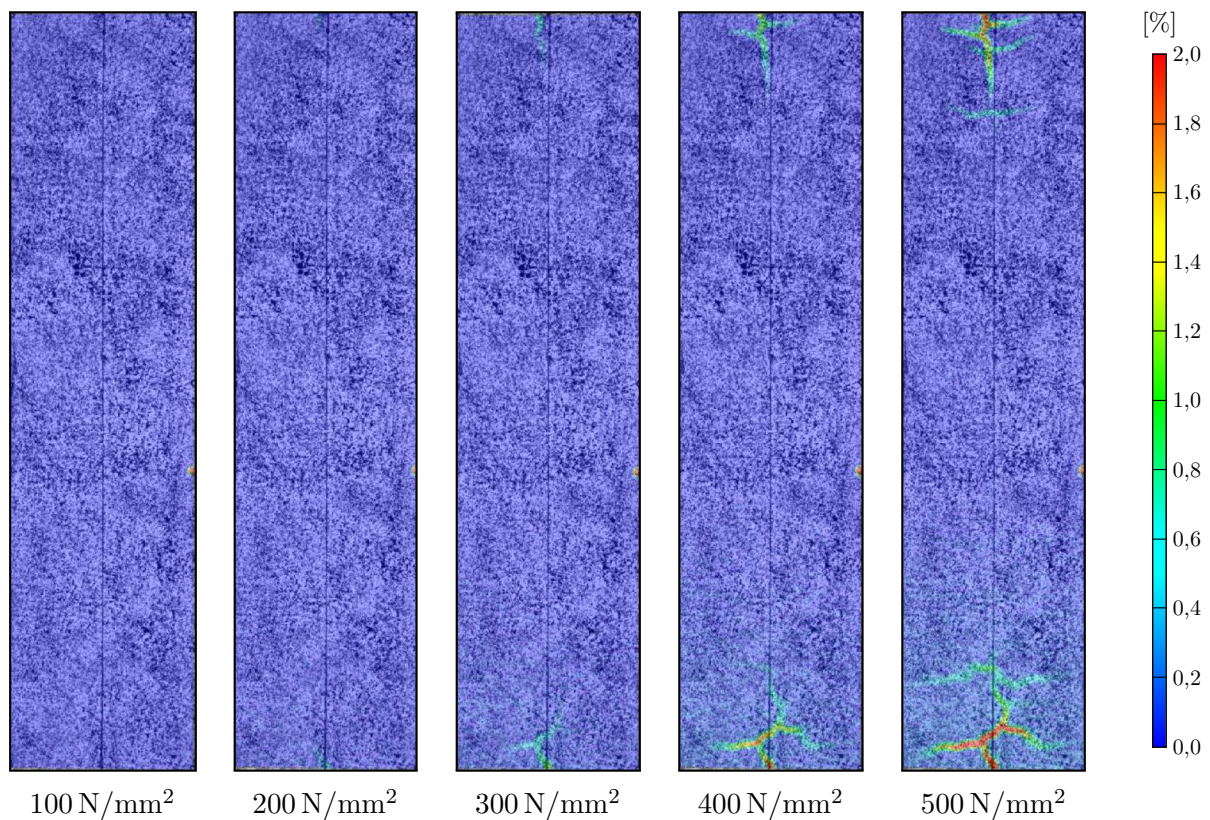
$$\tau_{m,0,1} = 6,4 \text{ N/mm}^2$$

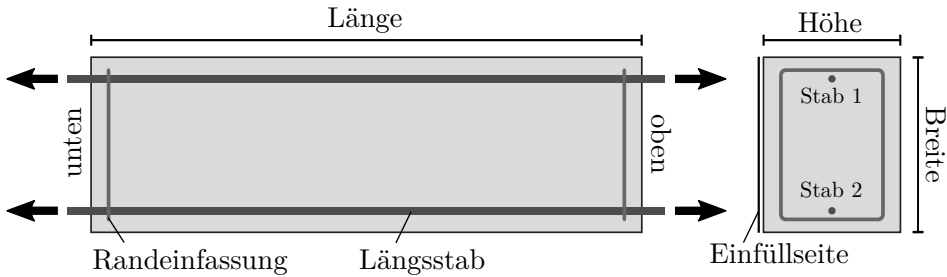
$$\tau_{m,\max} = 7,79 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,21 \text{ mm}$$

Abbildung B.9: V-S-Beziehung ZDK-2 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-2

Abbildung B.10: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-3*(Interne Bezeichnung: S18 E5)*Konstruktive Durchbildung

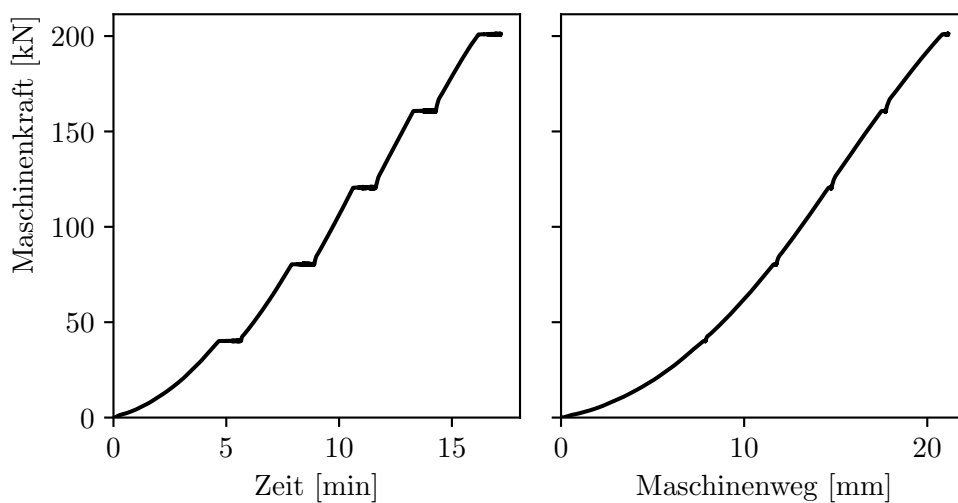
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 30,9 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 29,2 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,68 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,41 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 27\,866 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-3****Abbildung B.11:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-3

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-3 (Stab 1)

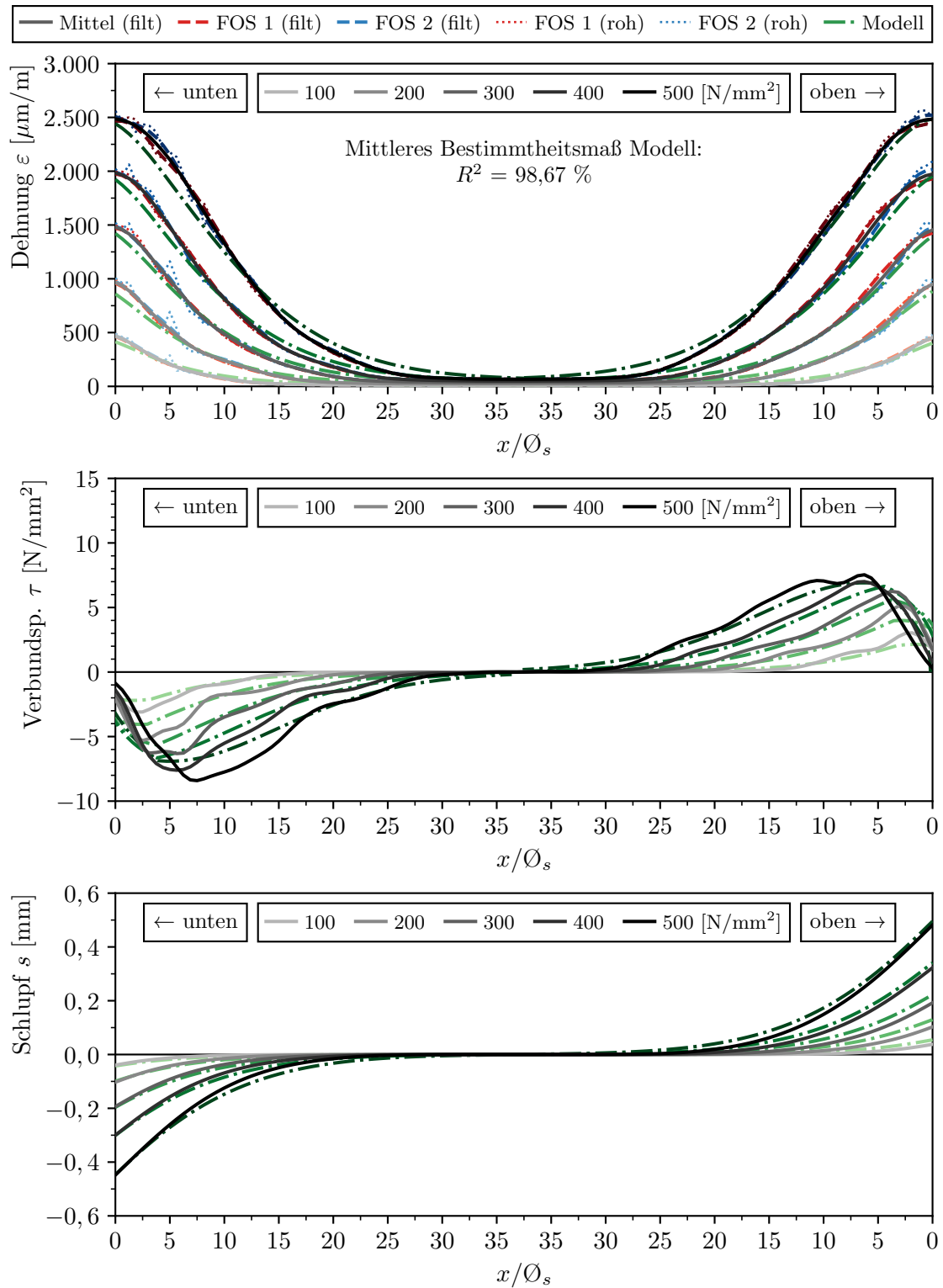


Abbildung B.12: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-3 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-3 (Stab 2)

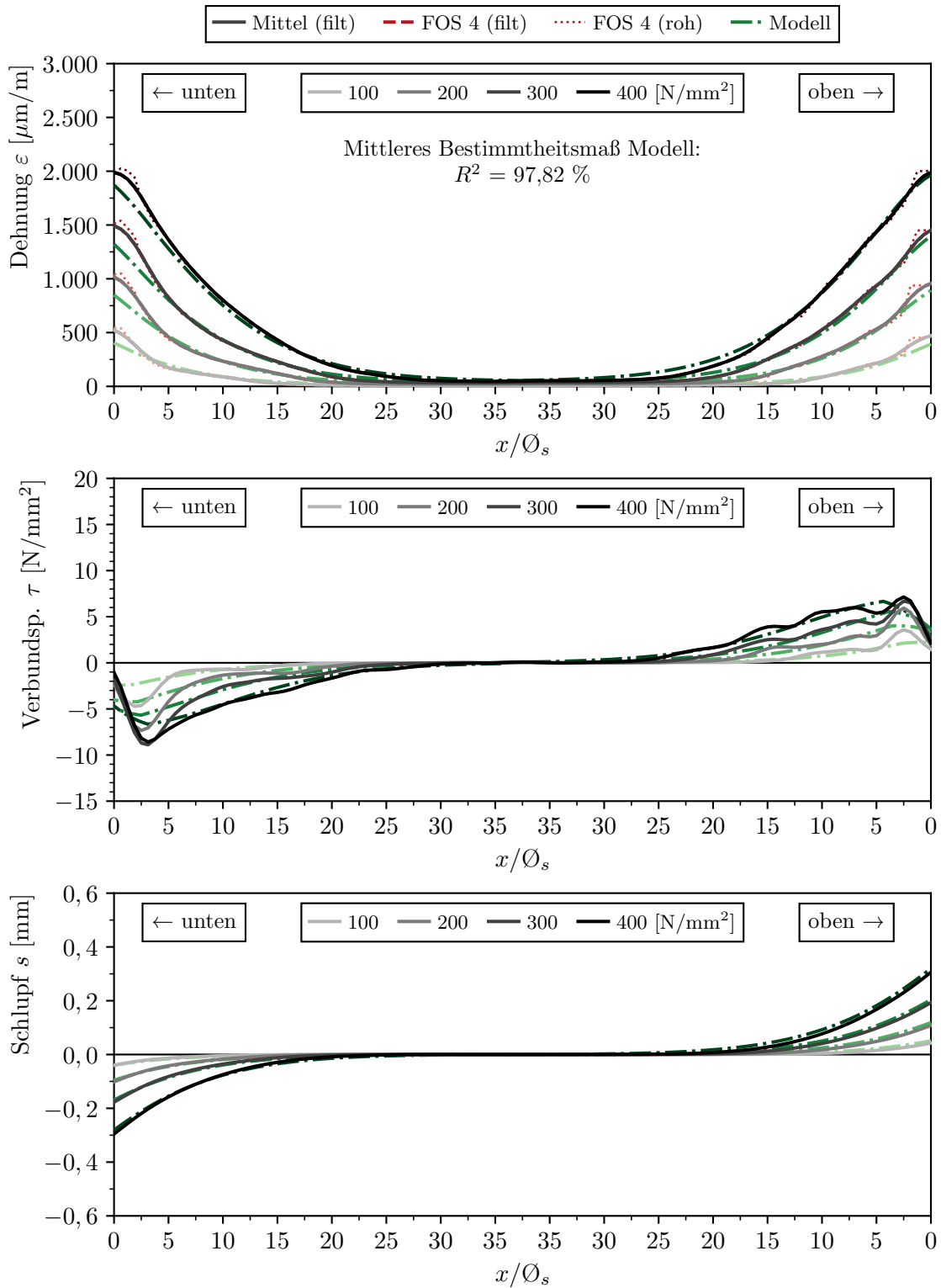
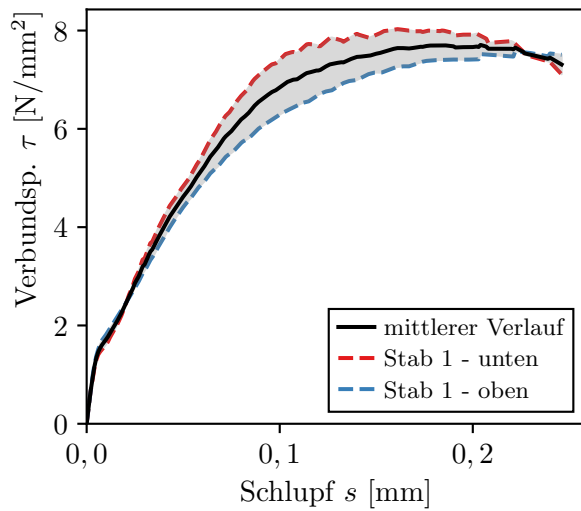


Abbildung B.13: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-3 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-3



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,71 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,71 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,2 \text{ mm}$$

Abbildung B.14: V-S-Beziehung ZDK-3 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-3

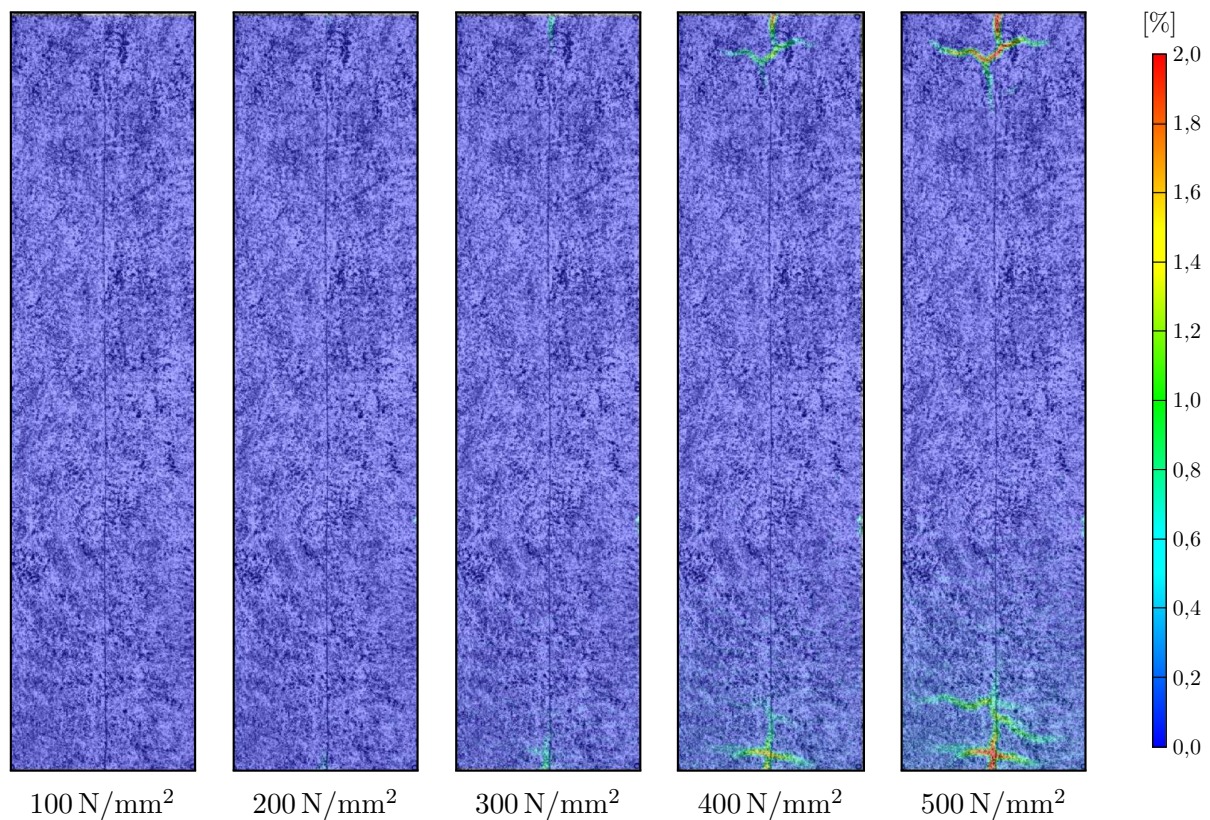
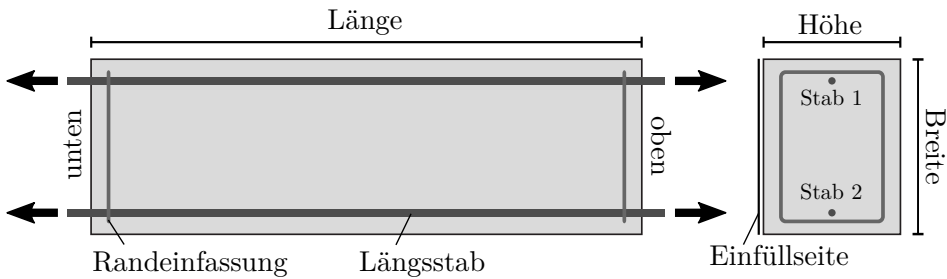


Abbildung B.15: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-4*(Interne Bezeichnung: S18 E6)*Konstruktive Durchbildung

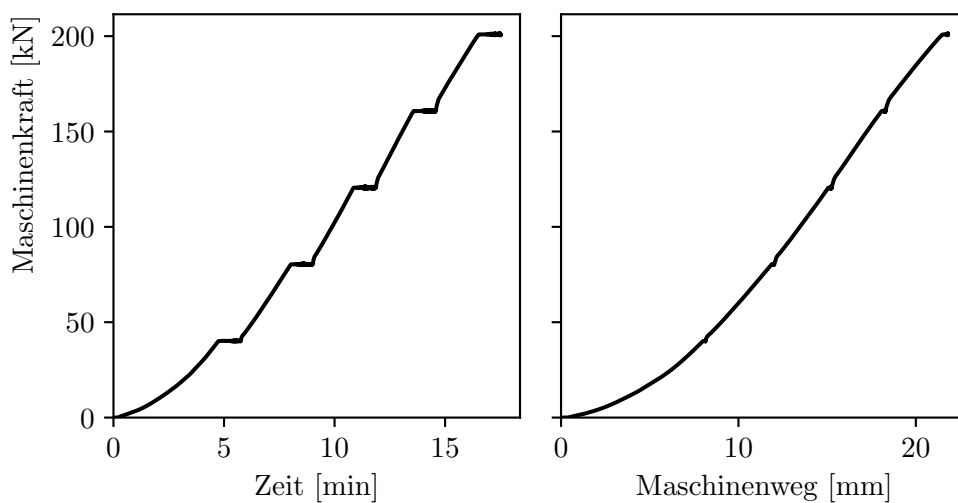
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} =$ - $f_{cm,cyl} =$ 50,6 N/mm²Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} =$ 3,2 N/mm² $f_{ctm} =$ 2,88 N/mm²E-Modul $E_c = 33\,000$ N/mm²**Versuchsablauf von Versuch ZDK-4****Abbildung B.16:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-4

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-4 (Stab 1)

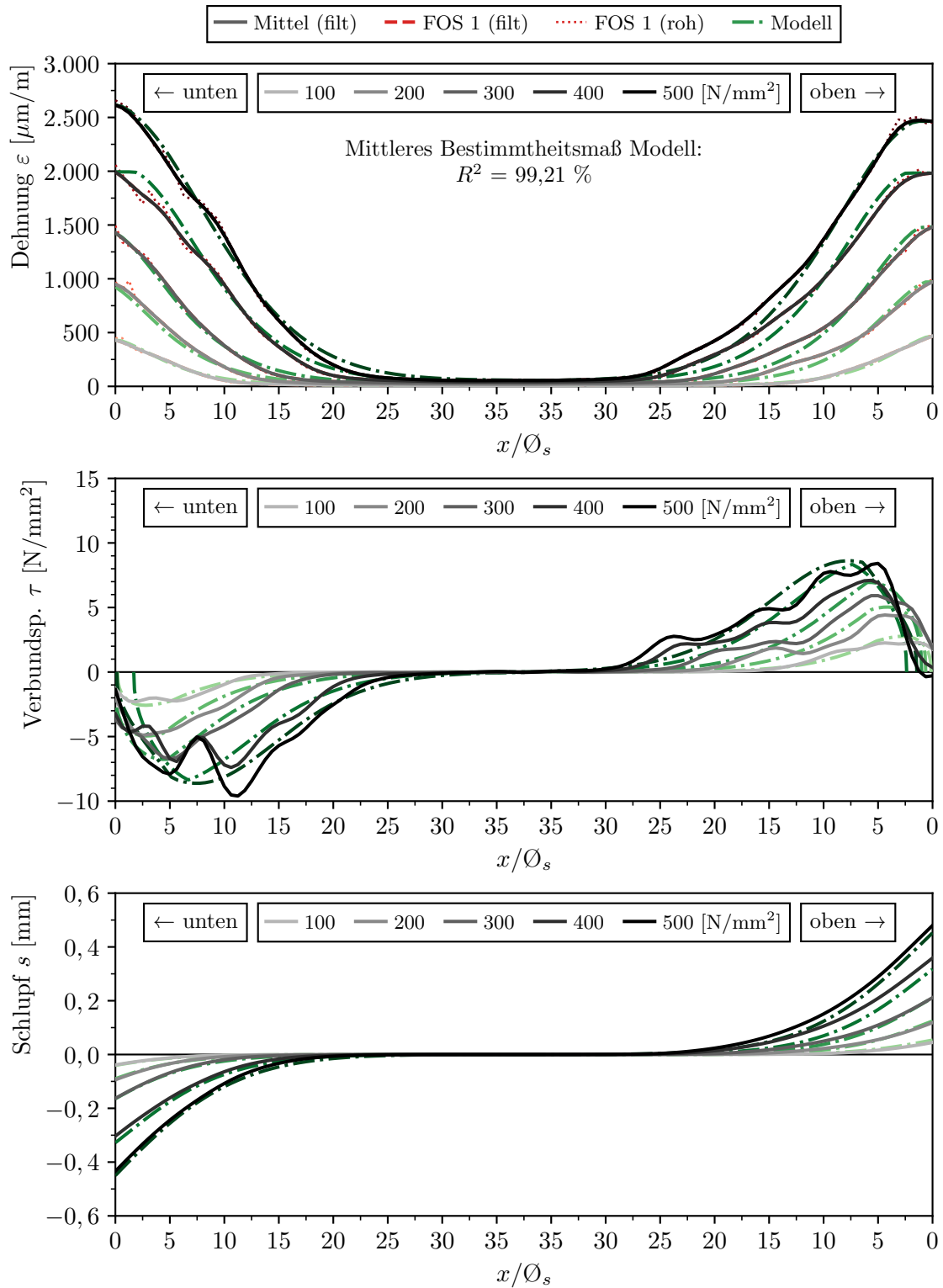


Abbildung B.17: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-4 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-4 (Stab 2)

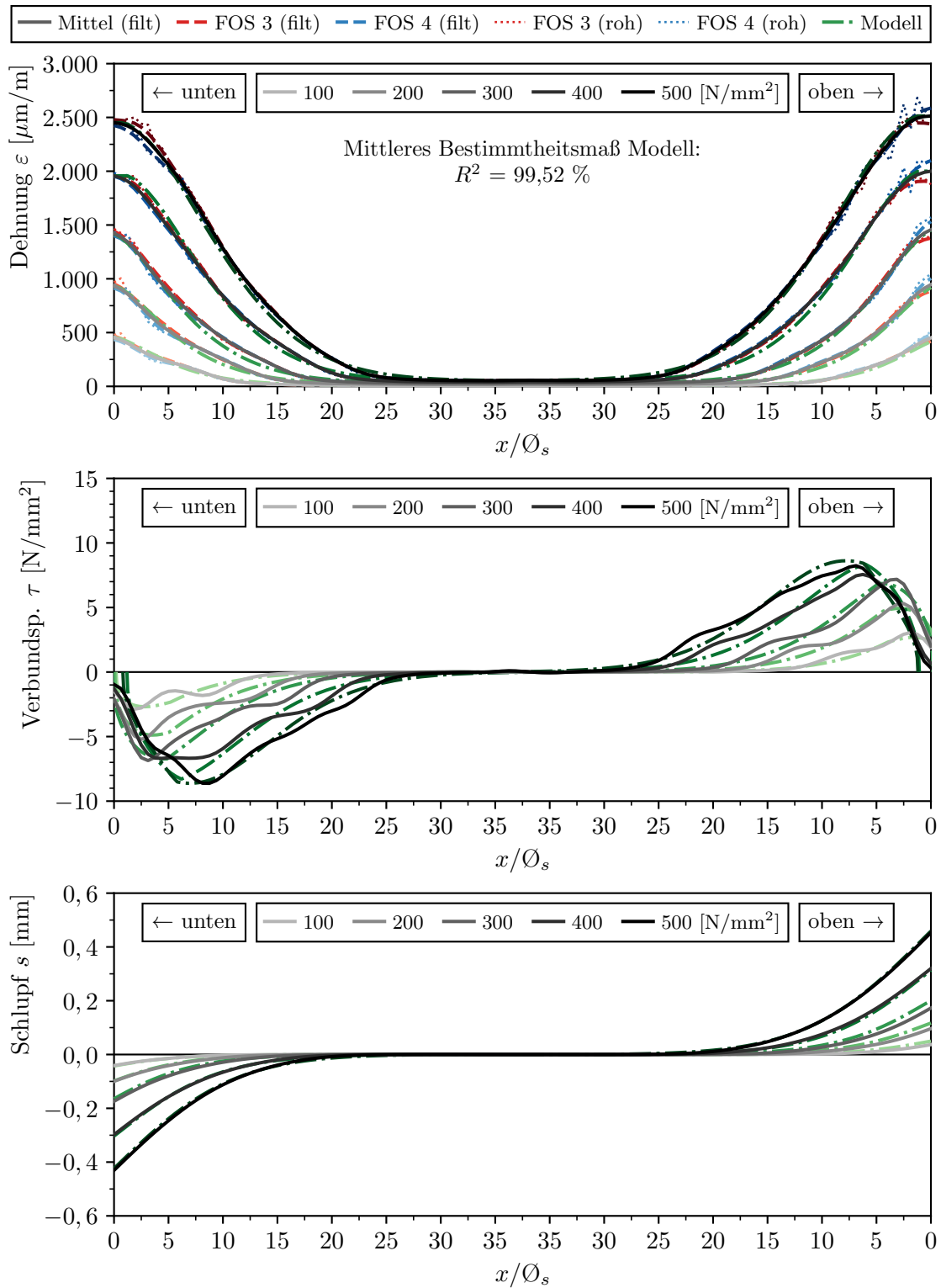
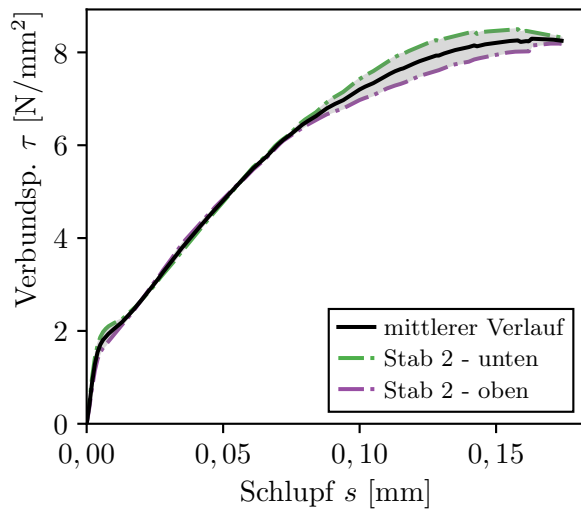


Abbildung B.18: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-4 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-4



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 2,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 8,29 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,16 \text{ mm}$$

Abbildung B.19: V-S-Beziehung ZDK-4 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-4

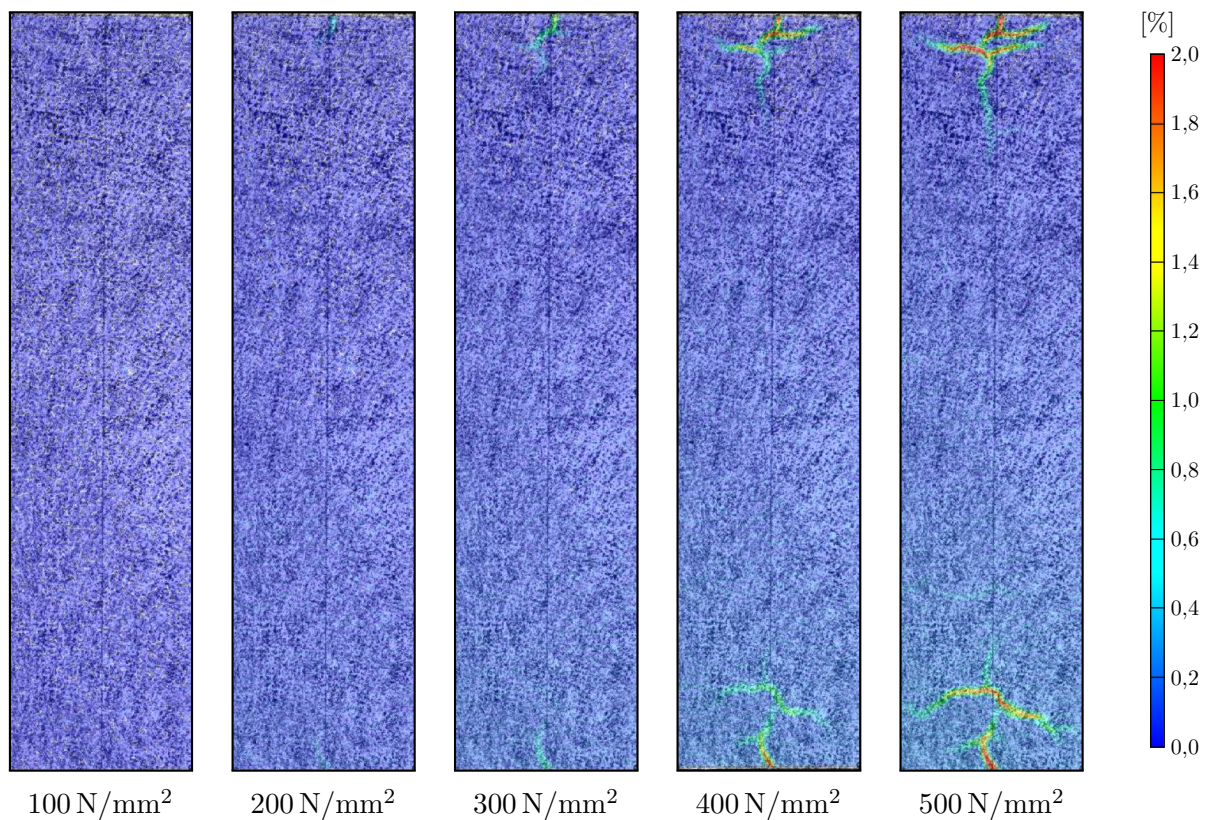
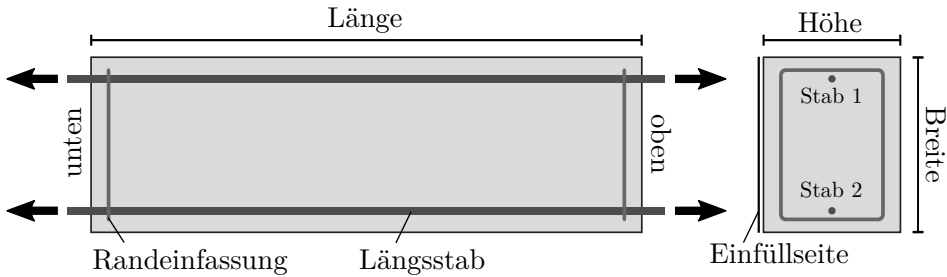


Abbildung B.20: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-5*(Interne Bezeichnung: S27 E24)*Konstruktive Durchbildung

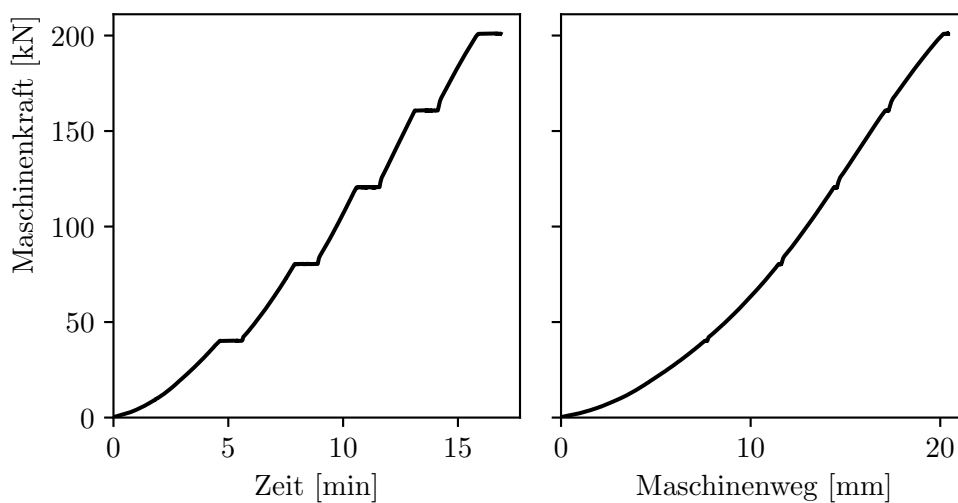
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 350 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 1,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 65,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 59,1 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,95 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 3,56 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 34\,572 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-5****Abbildung B.21:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-5

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-5 (Stab 1)

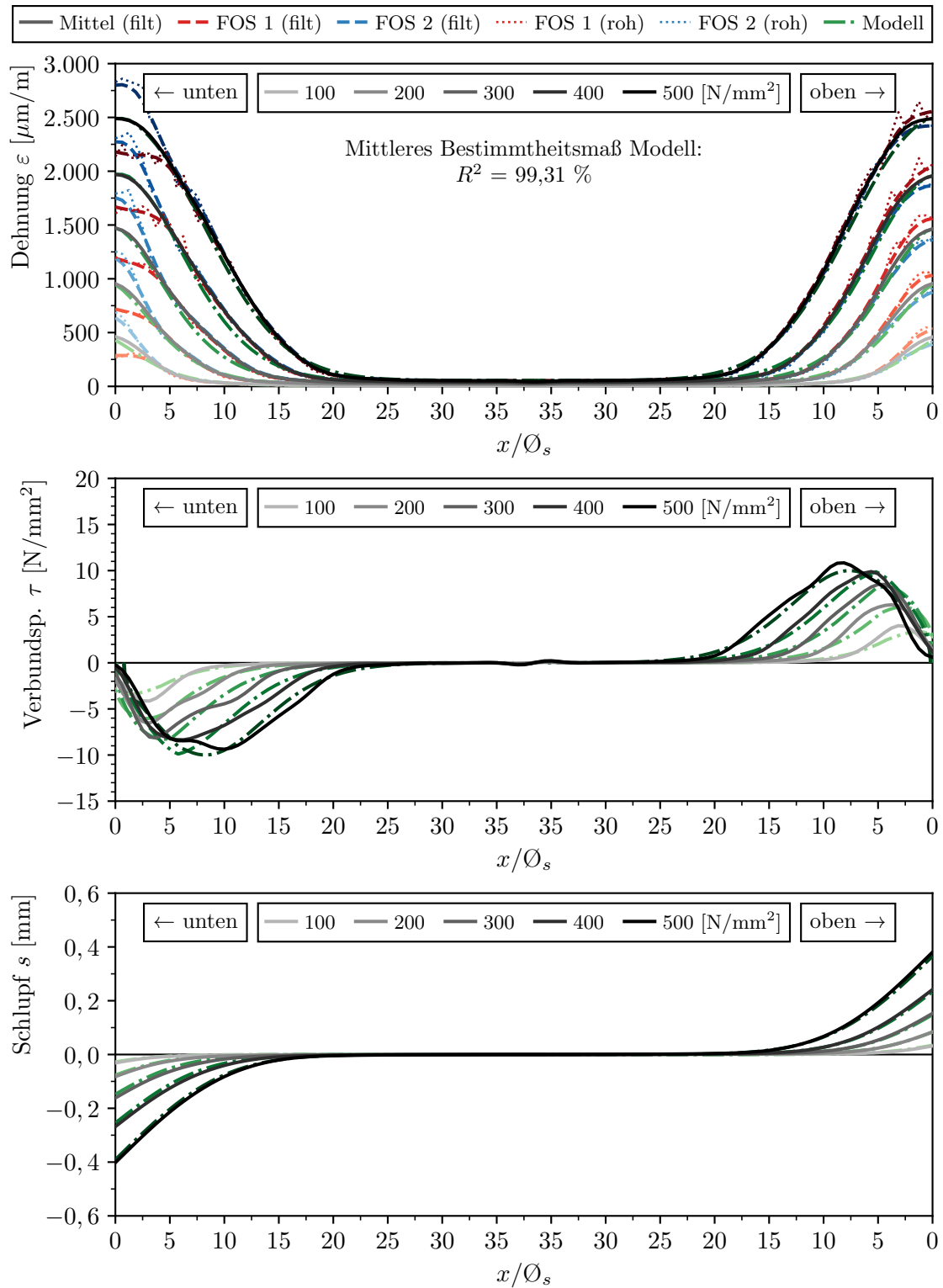


Abbildung B.22: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-5 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-5 (Stab 2)

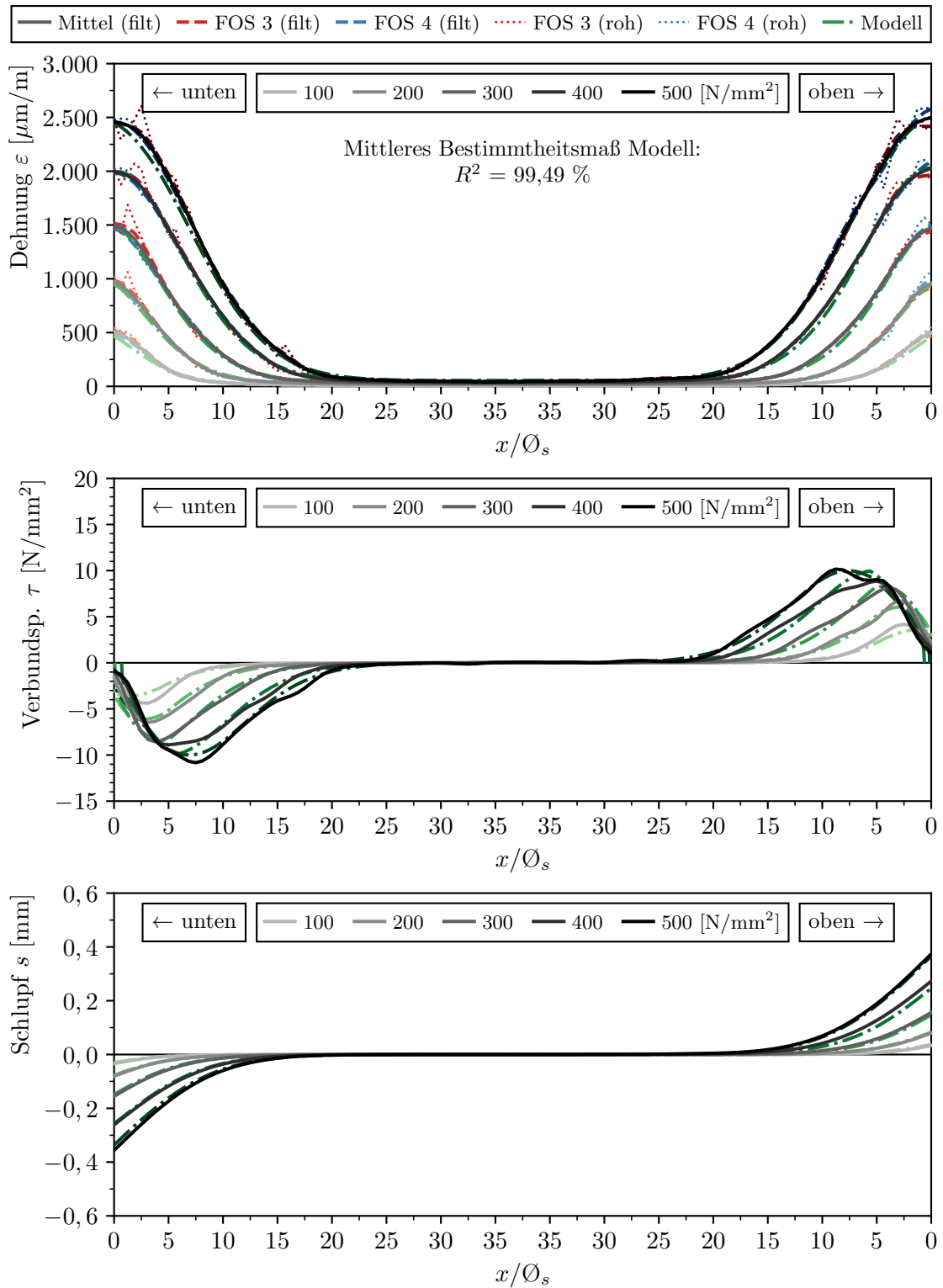
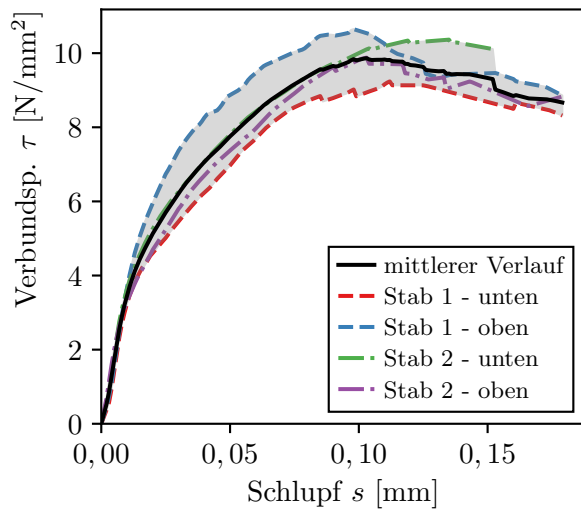


Abbildung B.23: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-5 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-5



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 3,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 7,75 \text{ N/mm}^2$$

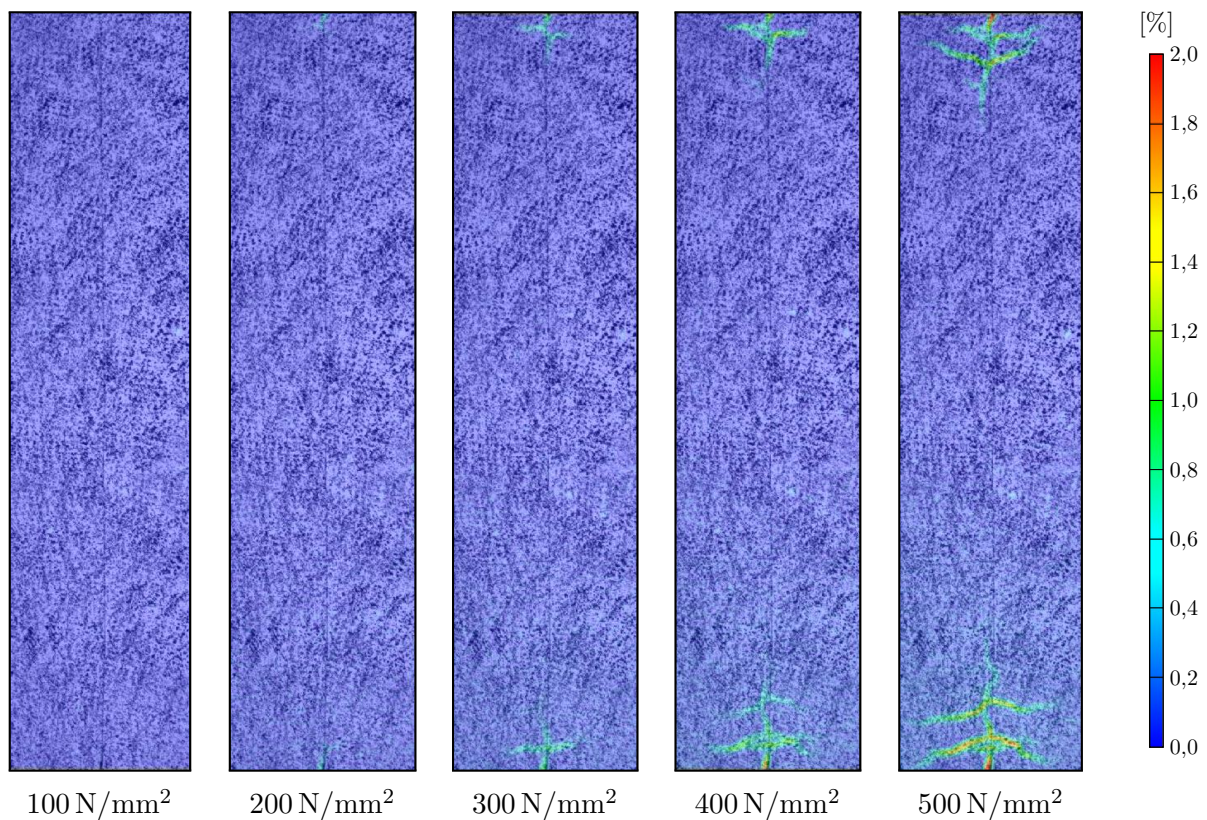
$$\tau_{m,0,1} = 9,82 \text{ N/mm}^2$$

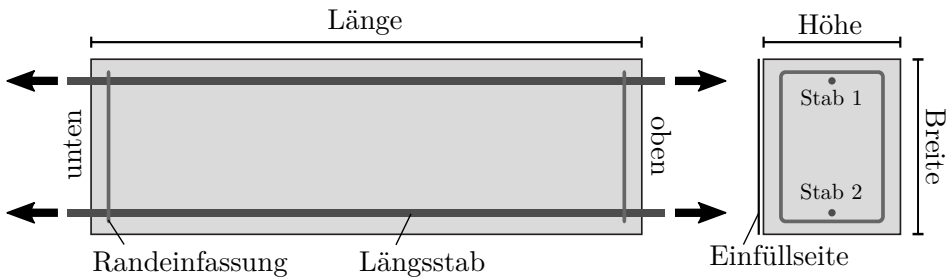
$$\tau_{m,\max} = 9,87 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,1 \text{ mm}$$

Abbildung B.24: V-S-Beziehung ZDK-5 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-5

Abbildung B.25: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-6*(Interne Bezeichnung: S27 E23)*Konstruktive Durchbildung

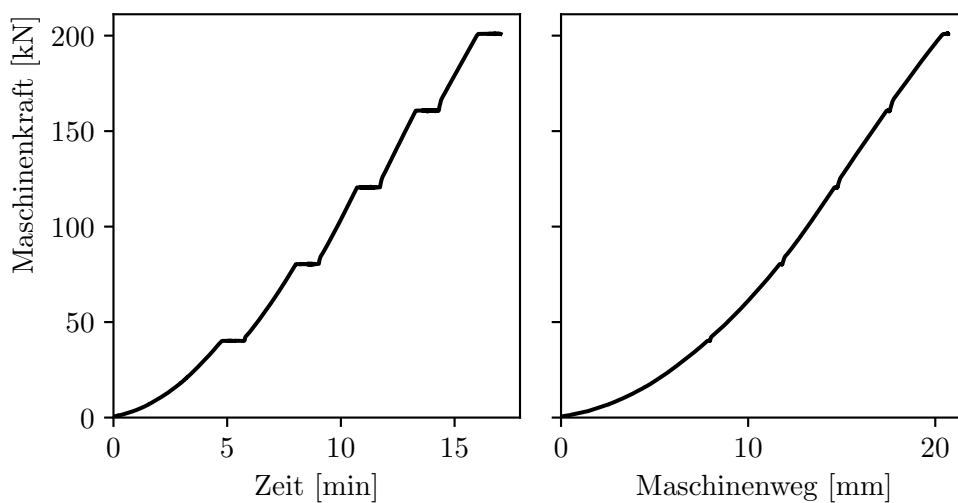
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 65,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 59,1 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,95 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 3,56 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 34\,572 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-6****Abbildung B.26:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-6

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-6 (Stab 1)

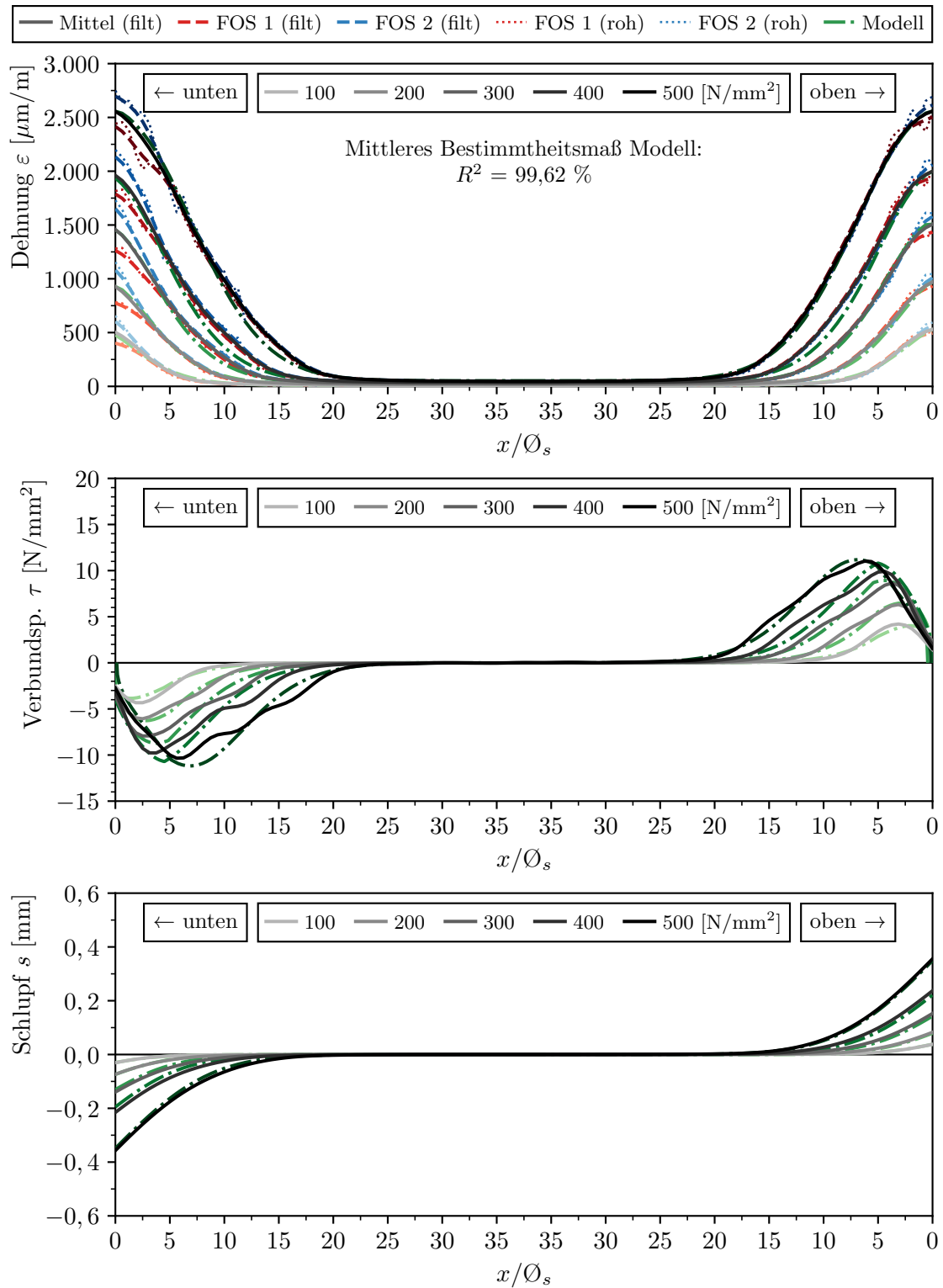


Abbildung B.27: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-6 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-6 (Stab 2)

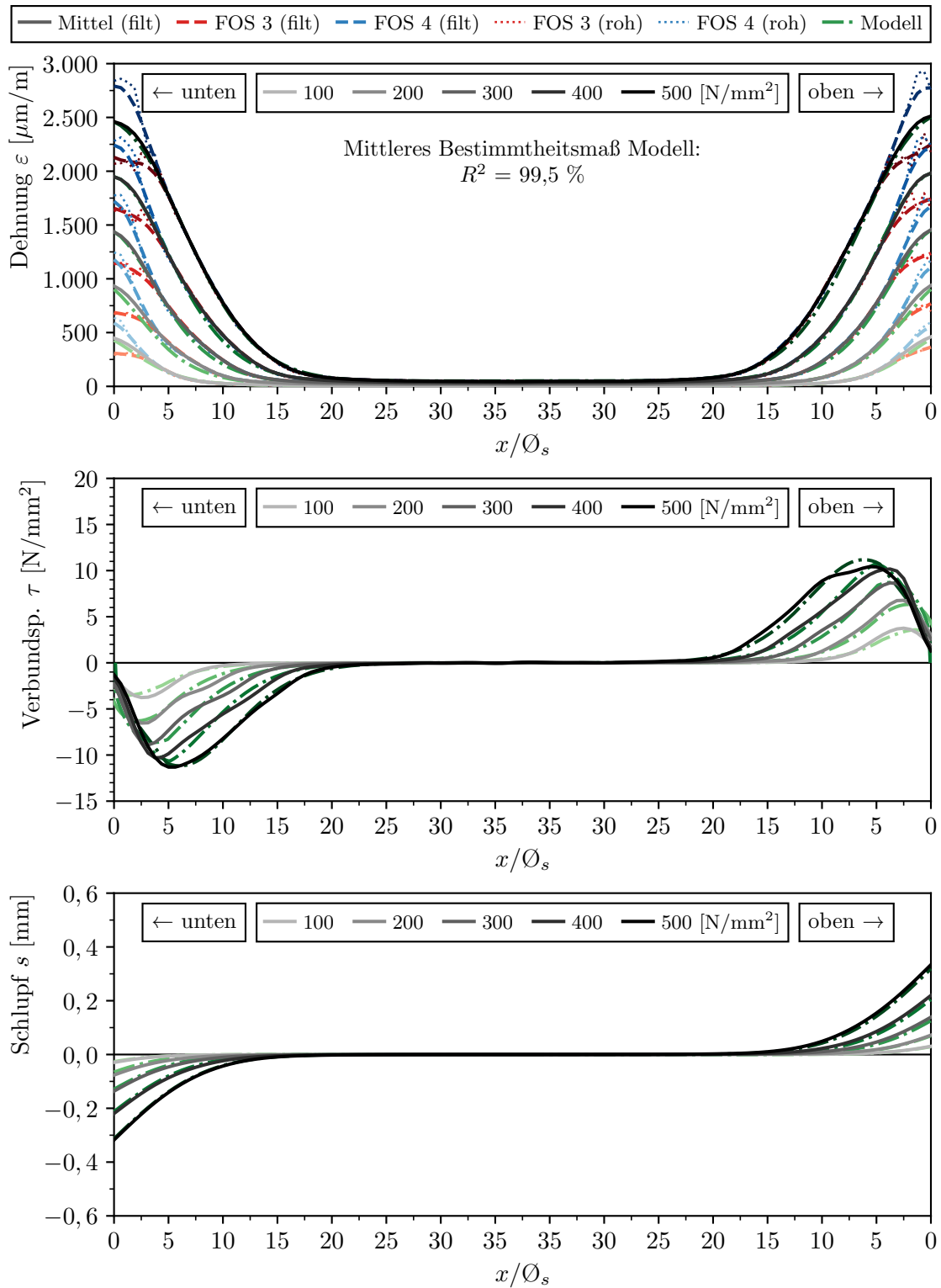
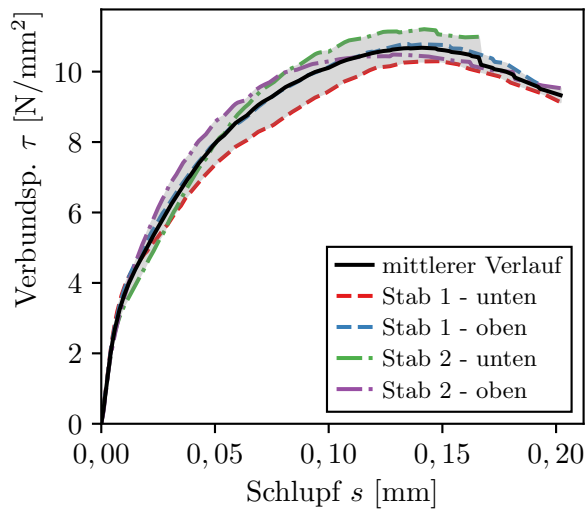


Abbildung B.28: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-6 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-6



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 3,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 7,96 \text{ N/mm}^2$$

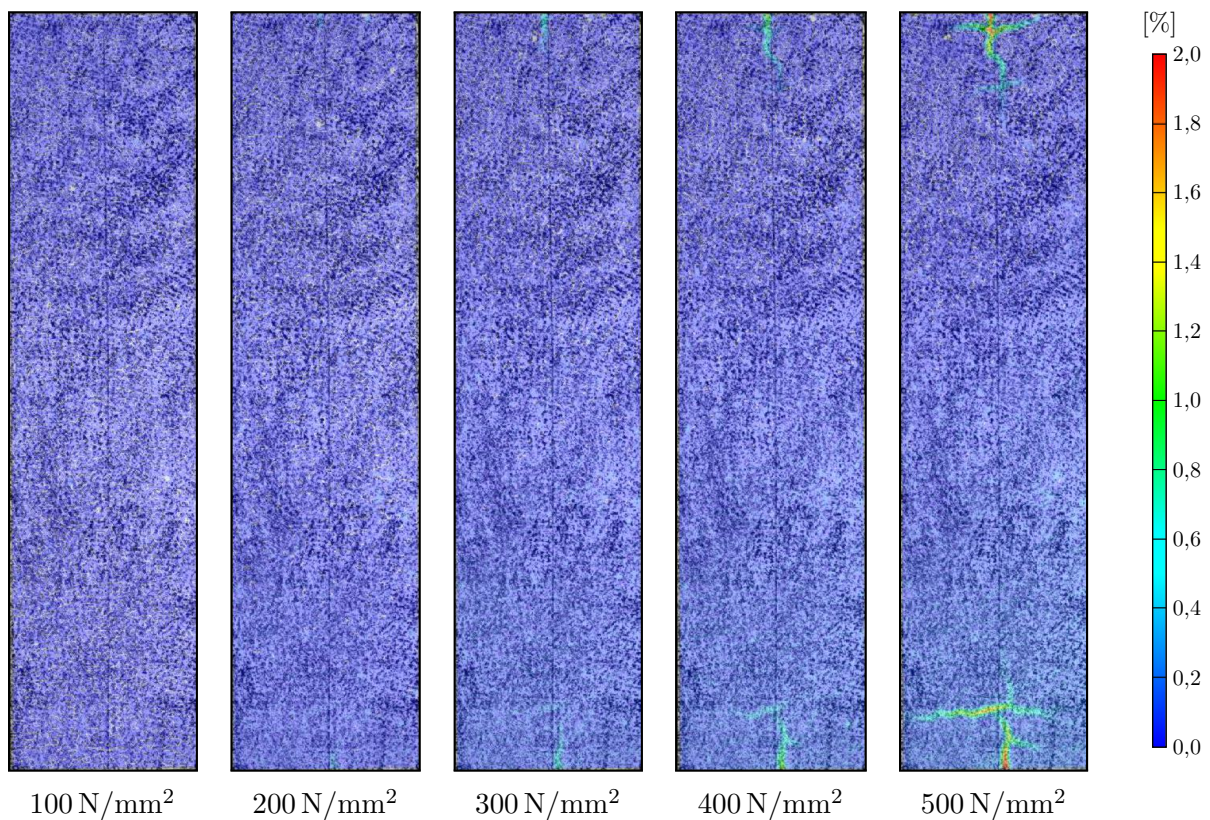
$$\tau_{m,0,1} = 10,11 \text{ N/mm}^2$$

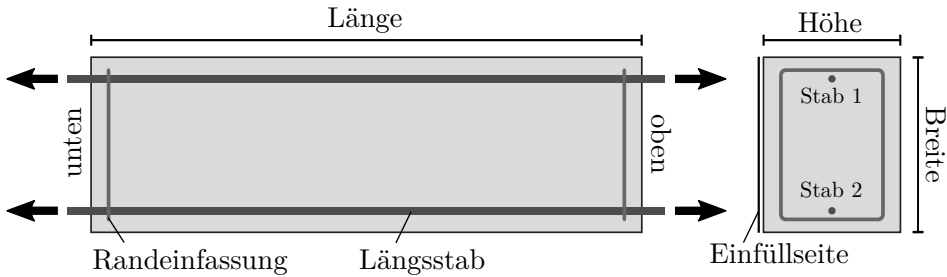
$$\tau_{m,max} = 10,68 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,14 \text{ mm}$$

Abbildung B.29: V-S-Beziehung ZDK-6 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-6

Abbildung B.30: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-7*(Interne Bezeichnung: S20 E8)*Konstruktive Durchbildung

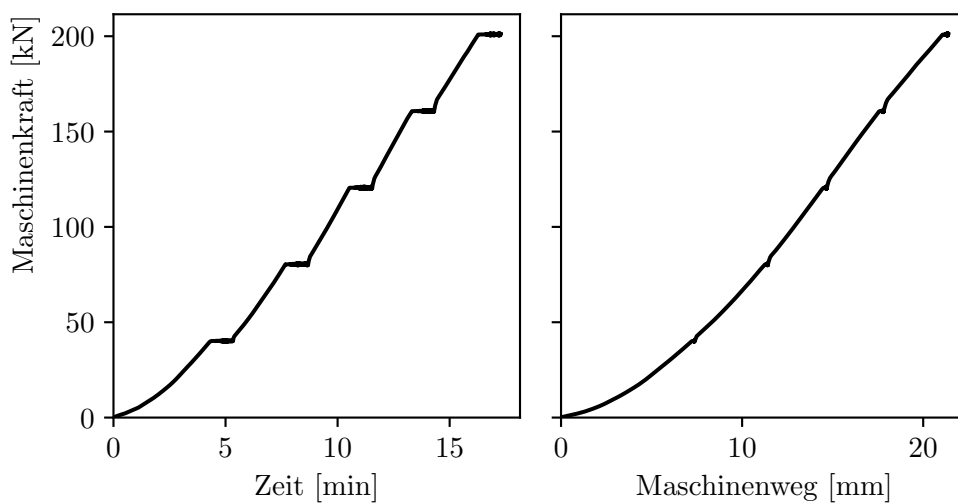
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 350 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 1,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 83,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 76,6 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 4,37 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 3,93 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 37\,091 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-7****Abbildung B.31:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-7

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-7 (Stab 1)

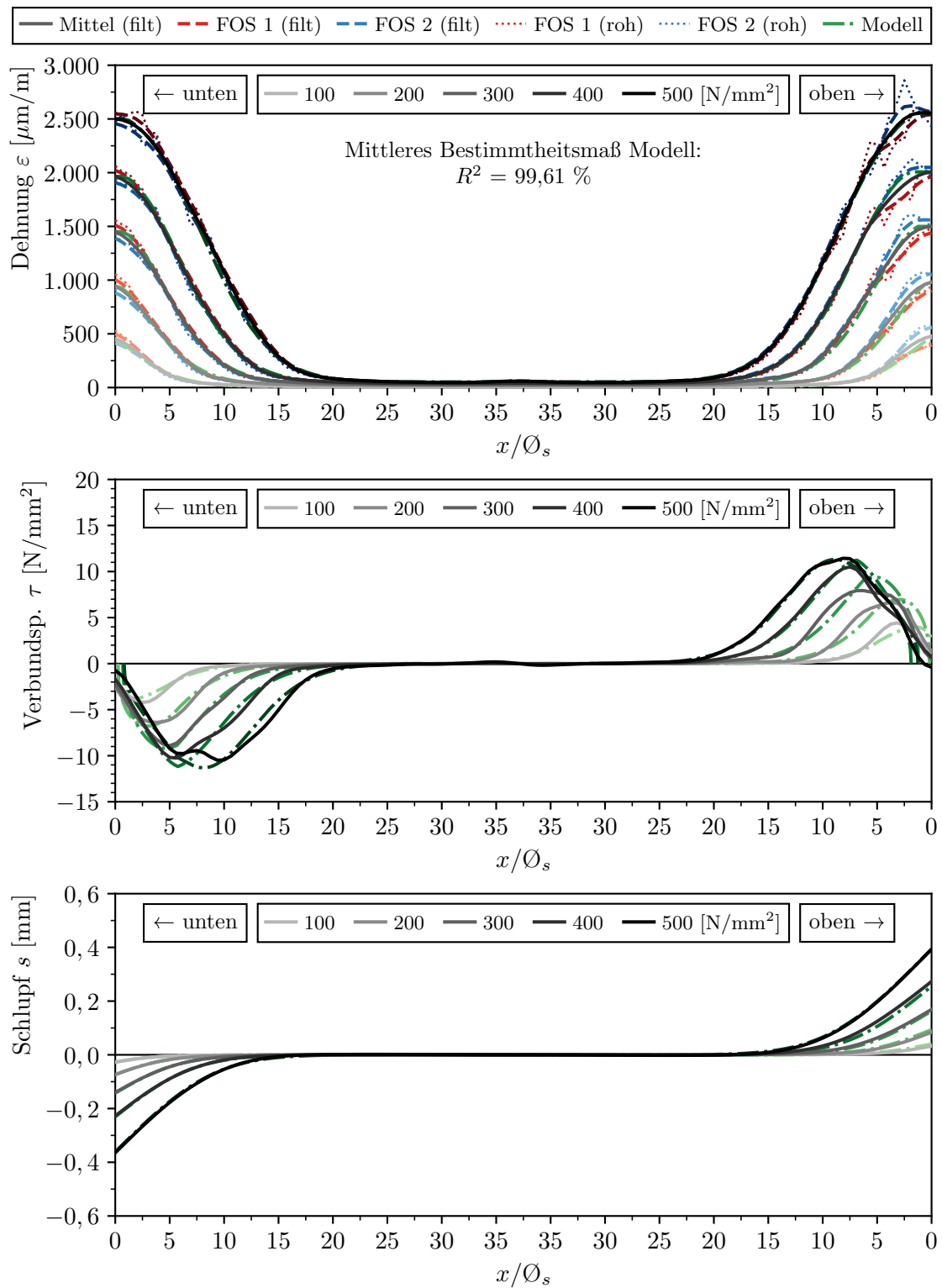


Abbildung B.32: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-7 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-7 (Stab 2)

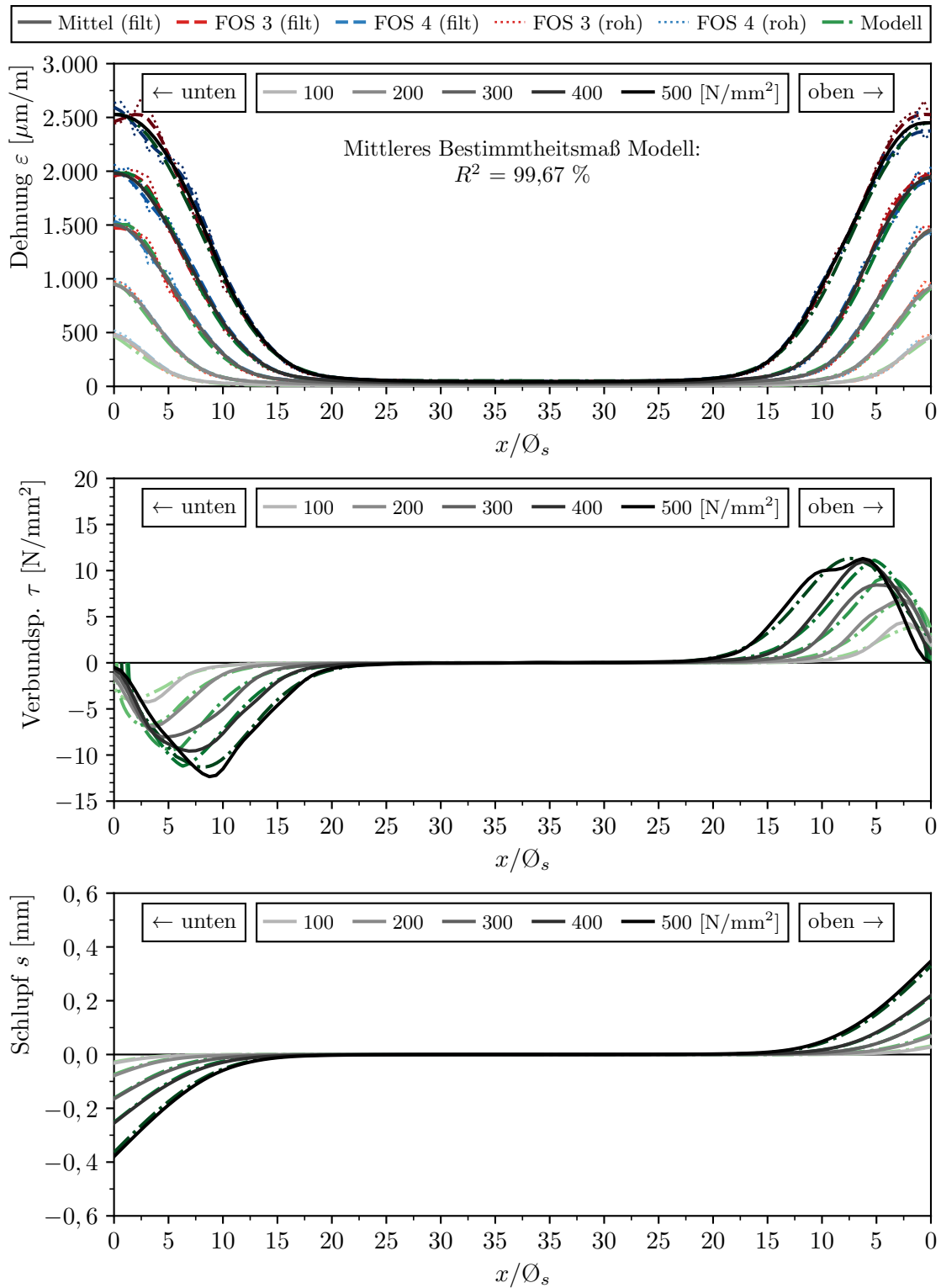
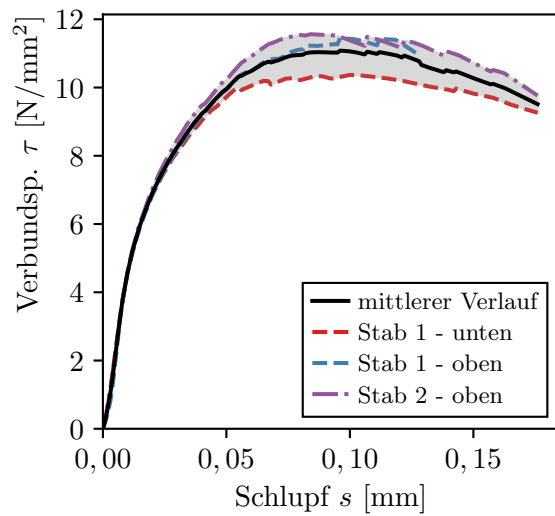


Abbildung B.33: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-7 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-7



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 4,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 9,96 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 11,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 11,08 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,1 \text{ mm}$$

Abbildung B.34: V-S-Beziehung ZDK-7 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-7

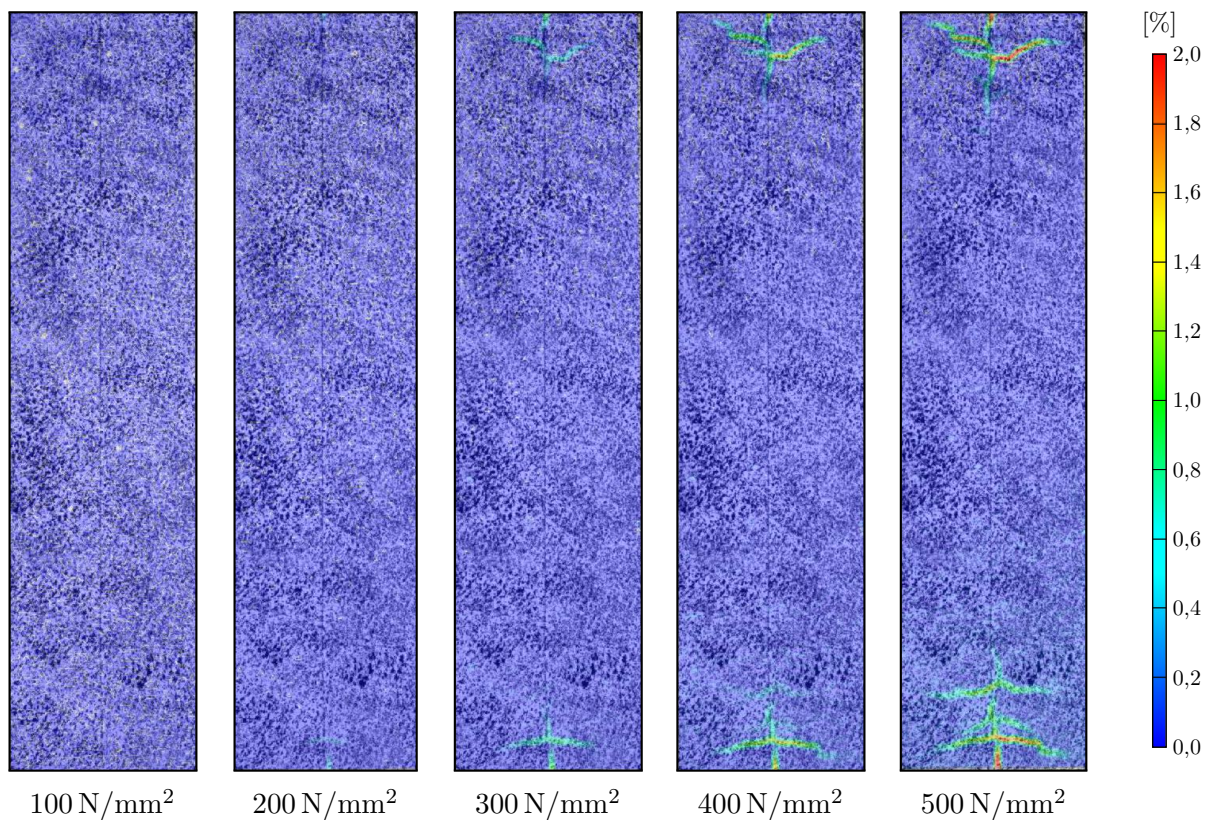
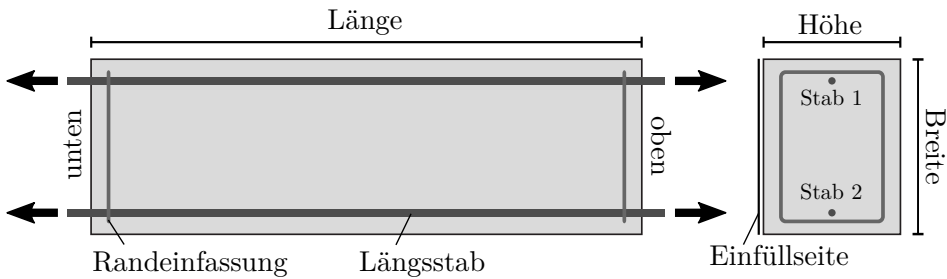


Abbildung B.35: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-8*(Interne Bezeichnung: S20 E7)*Konstruktive Durchbildung

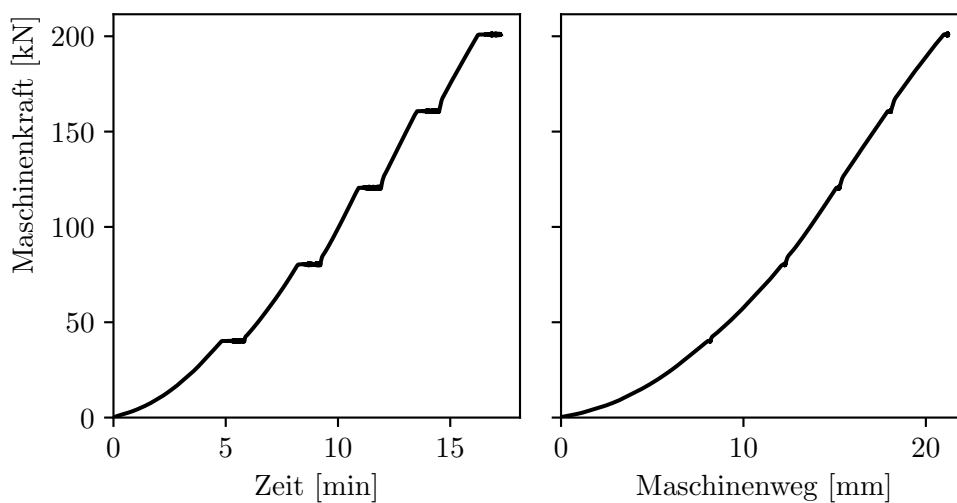
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 83,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 76,6 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 4,37 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 3,93 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 37\,091 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-8****Abbildung B.36:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-8

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-8 (Stab 1)

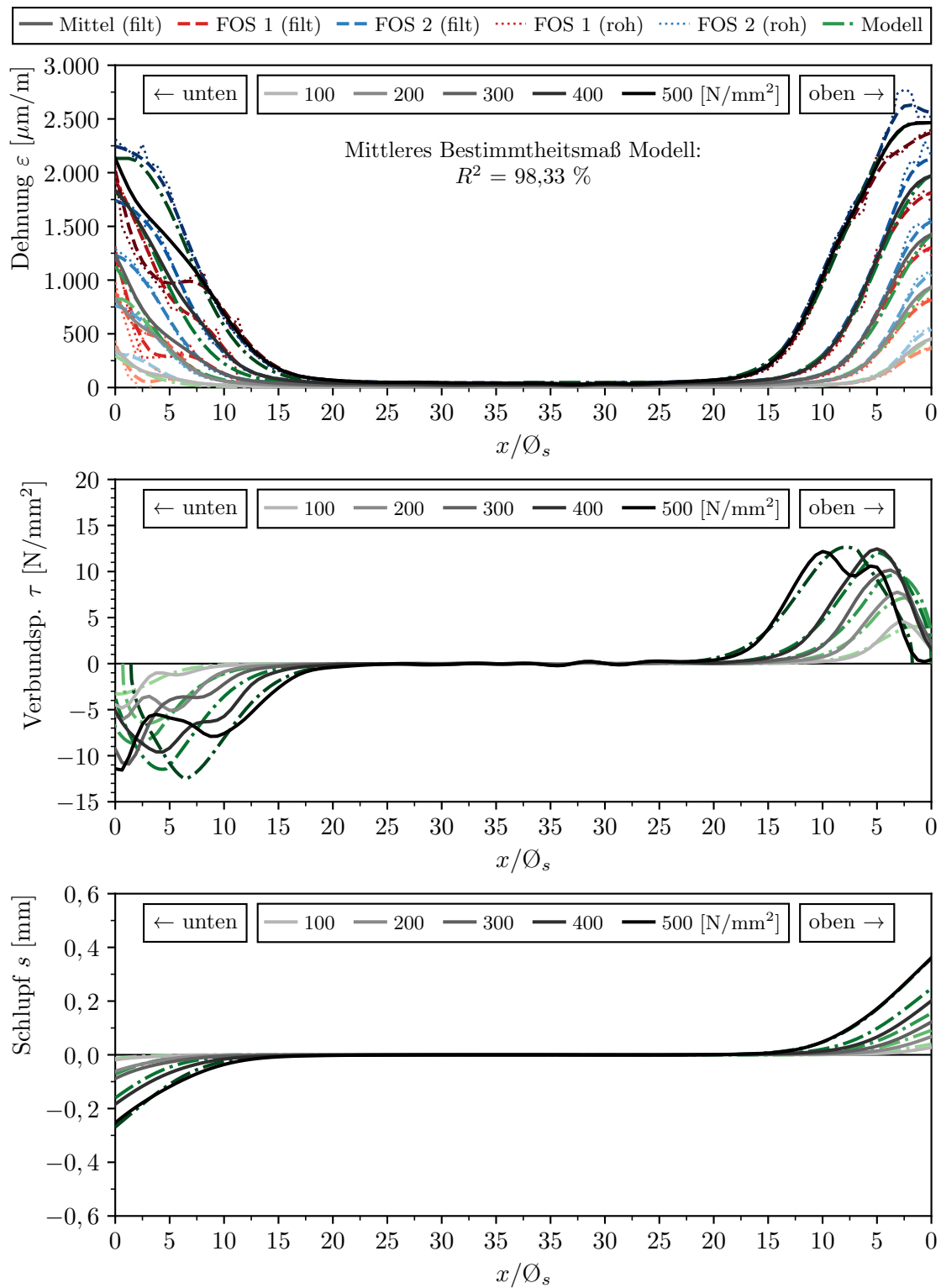


Abbildung B.37: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-8 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-8 (Stab 2)

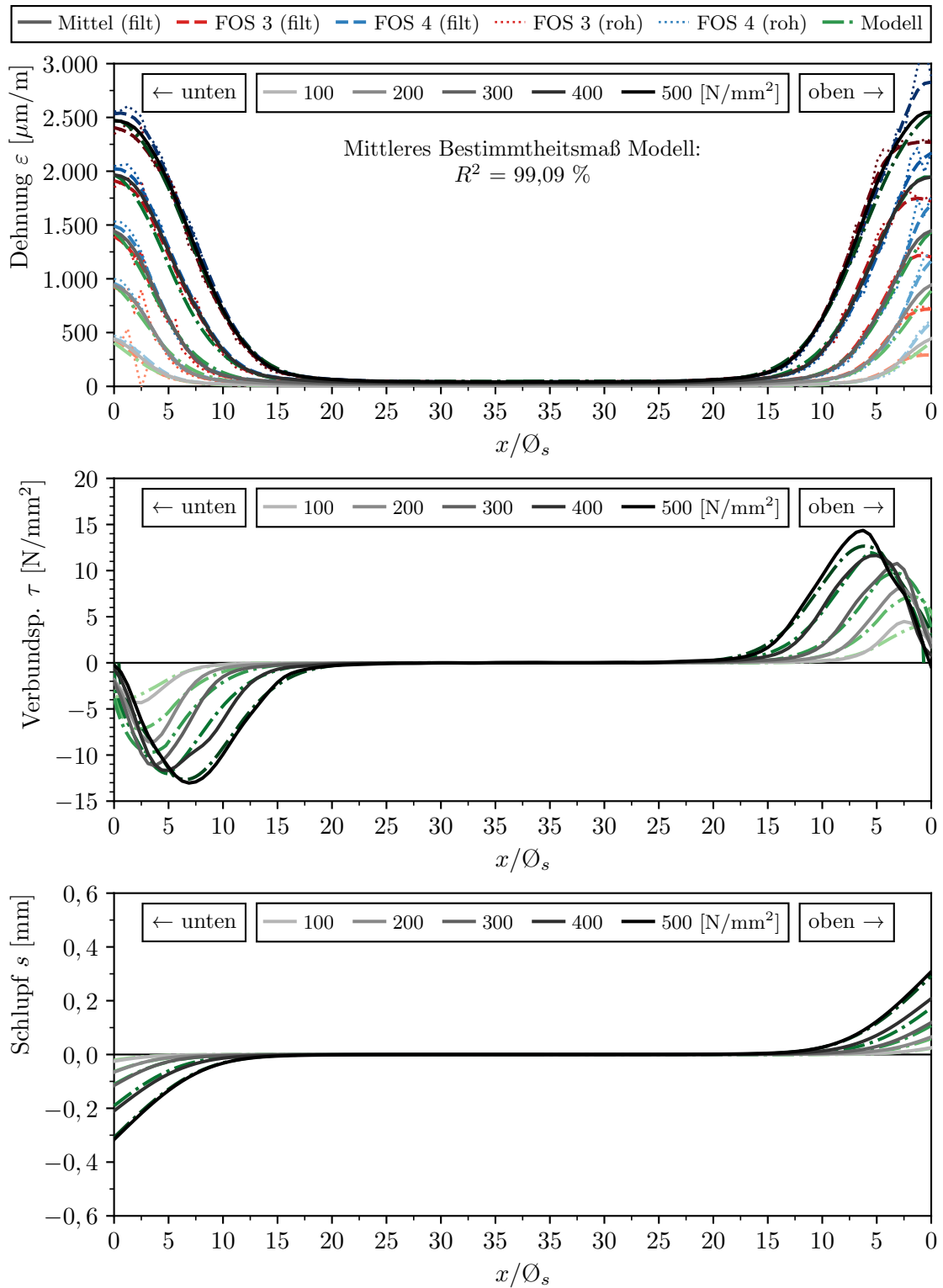
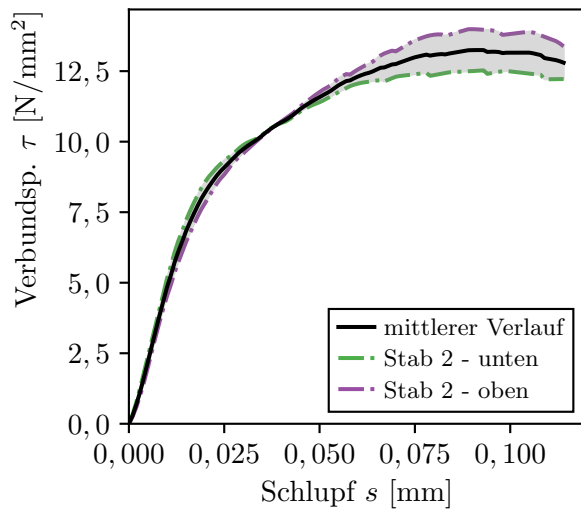


Abbildung B.38: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-8 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-8mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 4,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 11,58 \text{ N/mm}^2$$

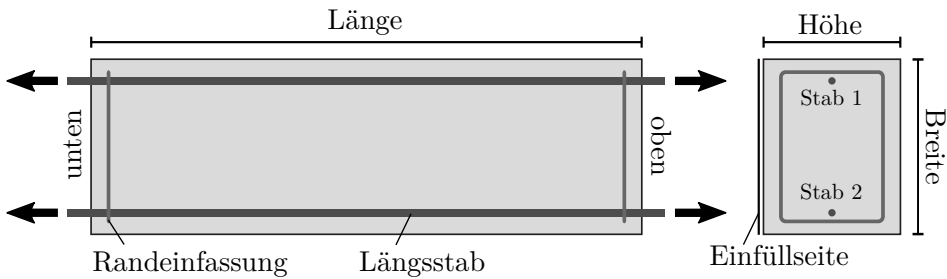
$$\tau_{m,0,1} = 13,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 13,25 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,09 \text{ mm}$$

Abbildung B.39: V-S-Beziehung ZDK-8 ($x/\varnothing_s > 5$)**Rissbildung von Versuch ZDK-8**

– keine DIC Messung –

ZDK-9*(Interne Bezeichnung: S25 E10)*Konstruktive Durchbildung

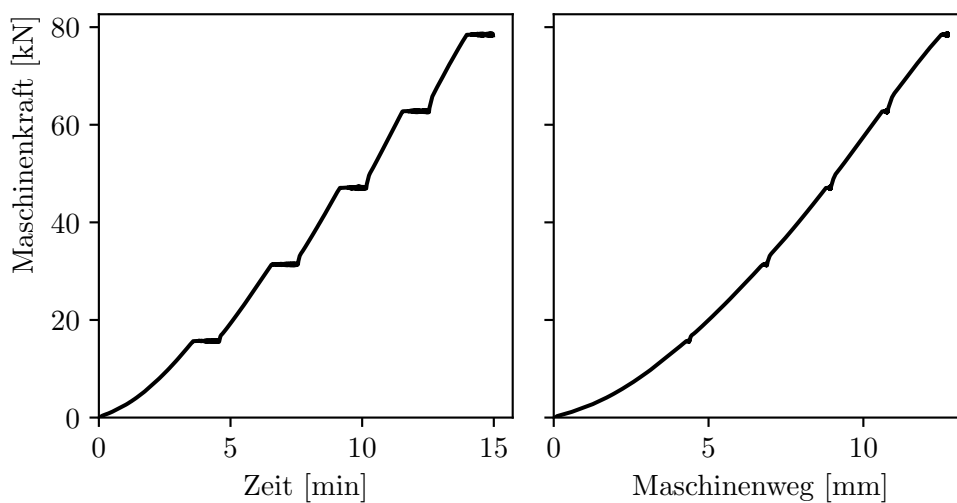
Länge x Breite x Höhe: 800 x 220 x 190 mm

Stabdurchmesser: 10 mm

Bez. Betondeckung: 1,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 44,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 37,4 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,74 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,47 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,392 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-9****Abbildung B.40:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-9

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-9 (Stab 1)

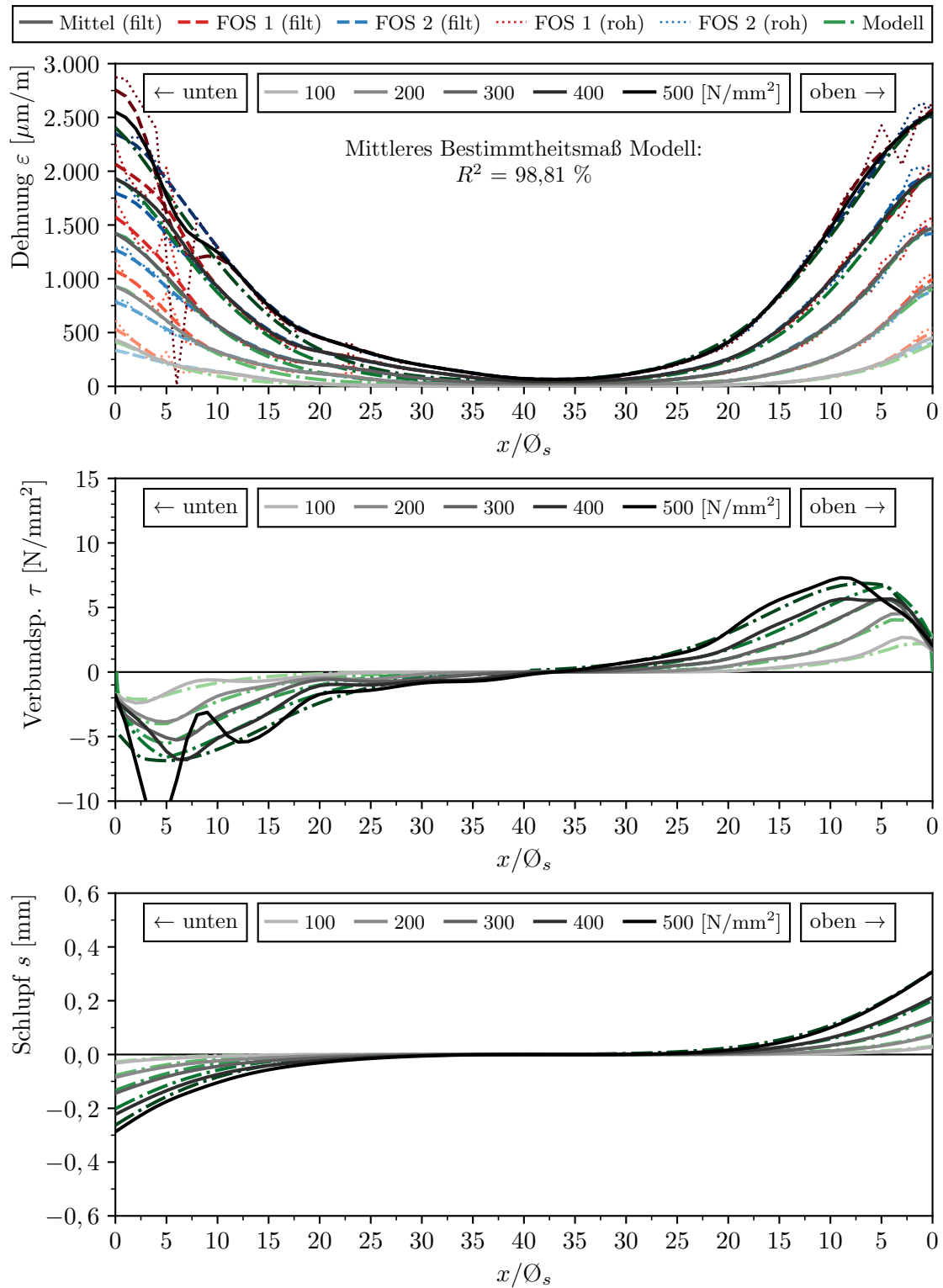


Abbildung B.41: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-9 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-9 (Stab 2)

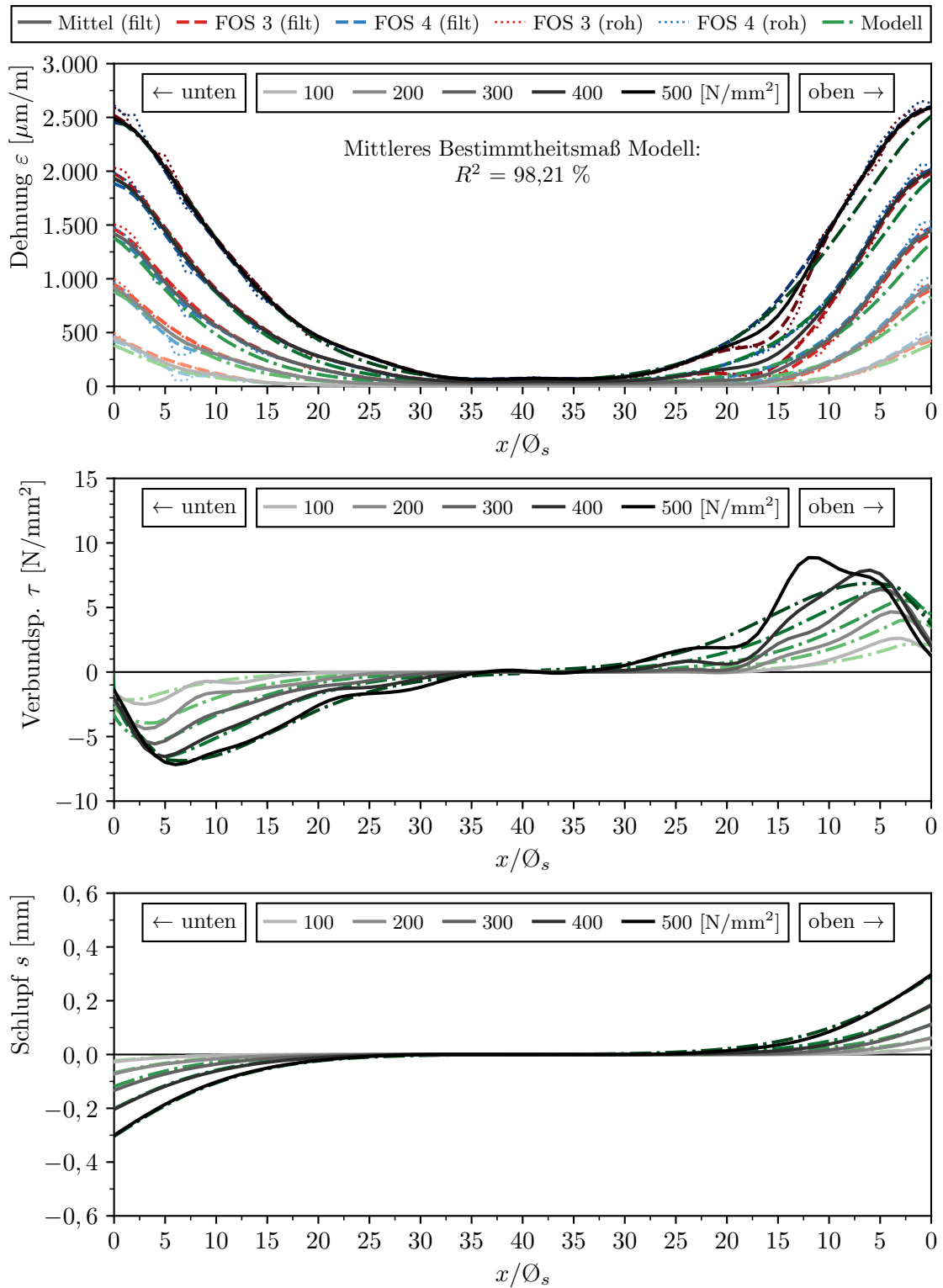
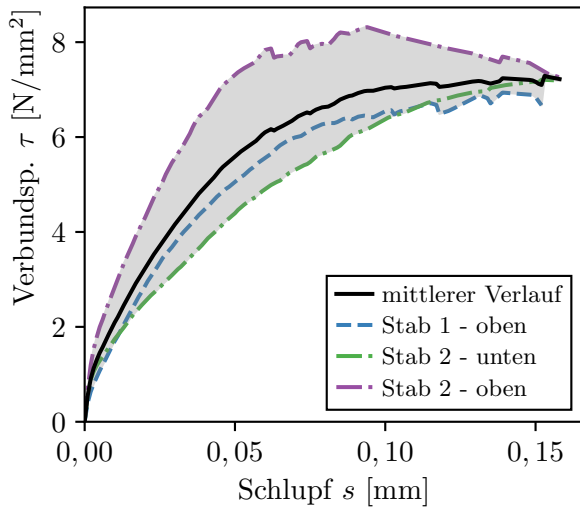


Abbildung B.42: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-9 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-9



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 2,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 7,29 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,15 \text{ mm}$$

Abbildung B.43: V-S-Beziehung ZDK-9 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-9

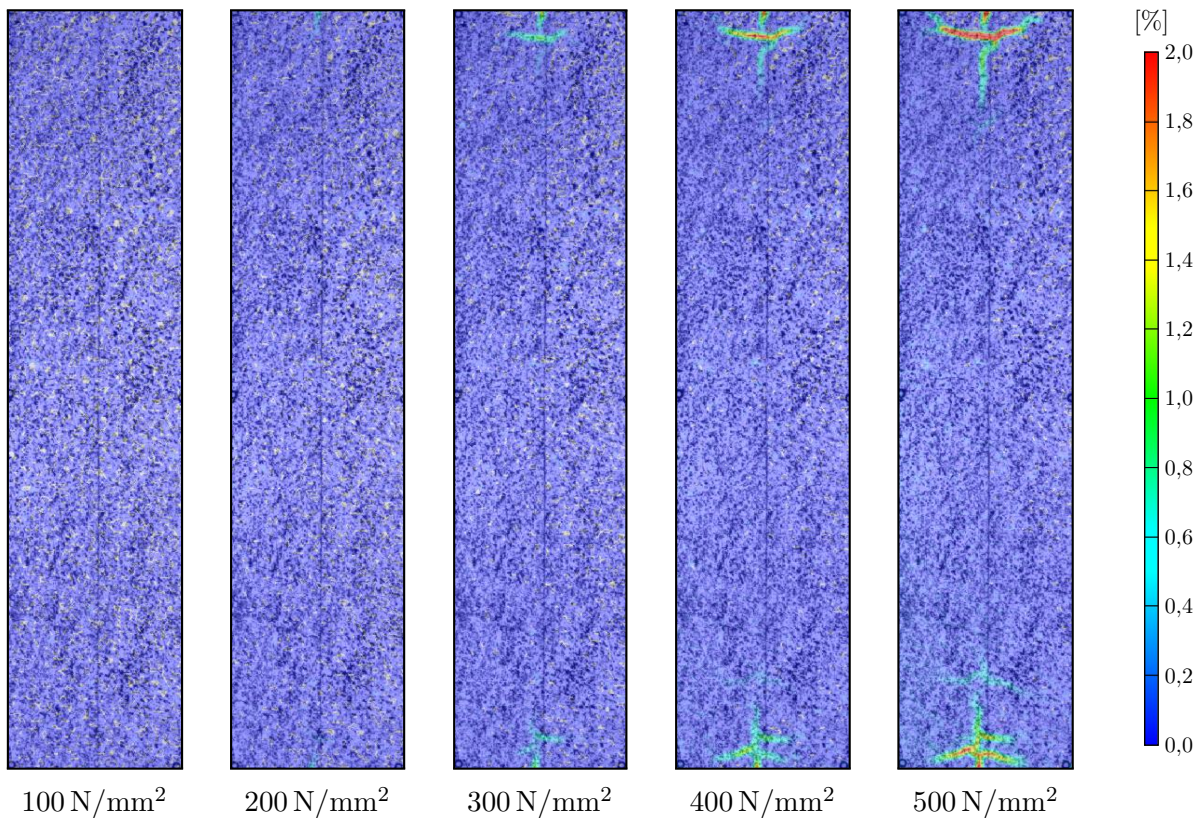
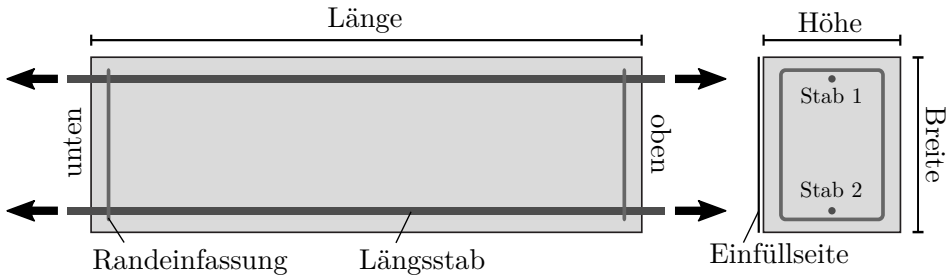


Abbildung B.44: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-10*(Interne Bezeichnung: S25 E9)*Konstruktive Durchbildung

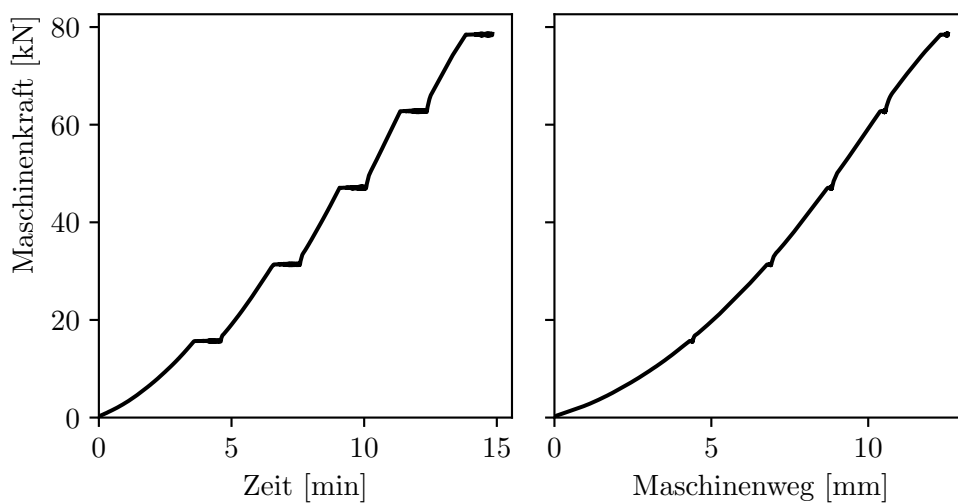
Länge x Breite x Höhe: 800 x 240 x 190 mm

Stabdurchmesser: 10 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 44,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 37,4 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,74 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,47 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,392 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-10****Abbildung B.45:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-10

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-10 (Stab 1)

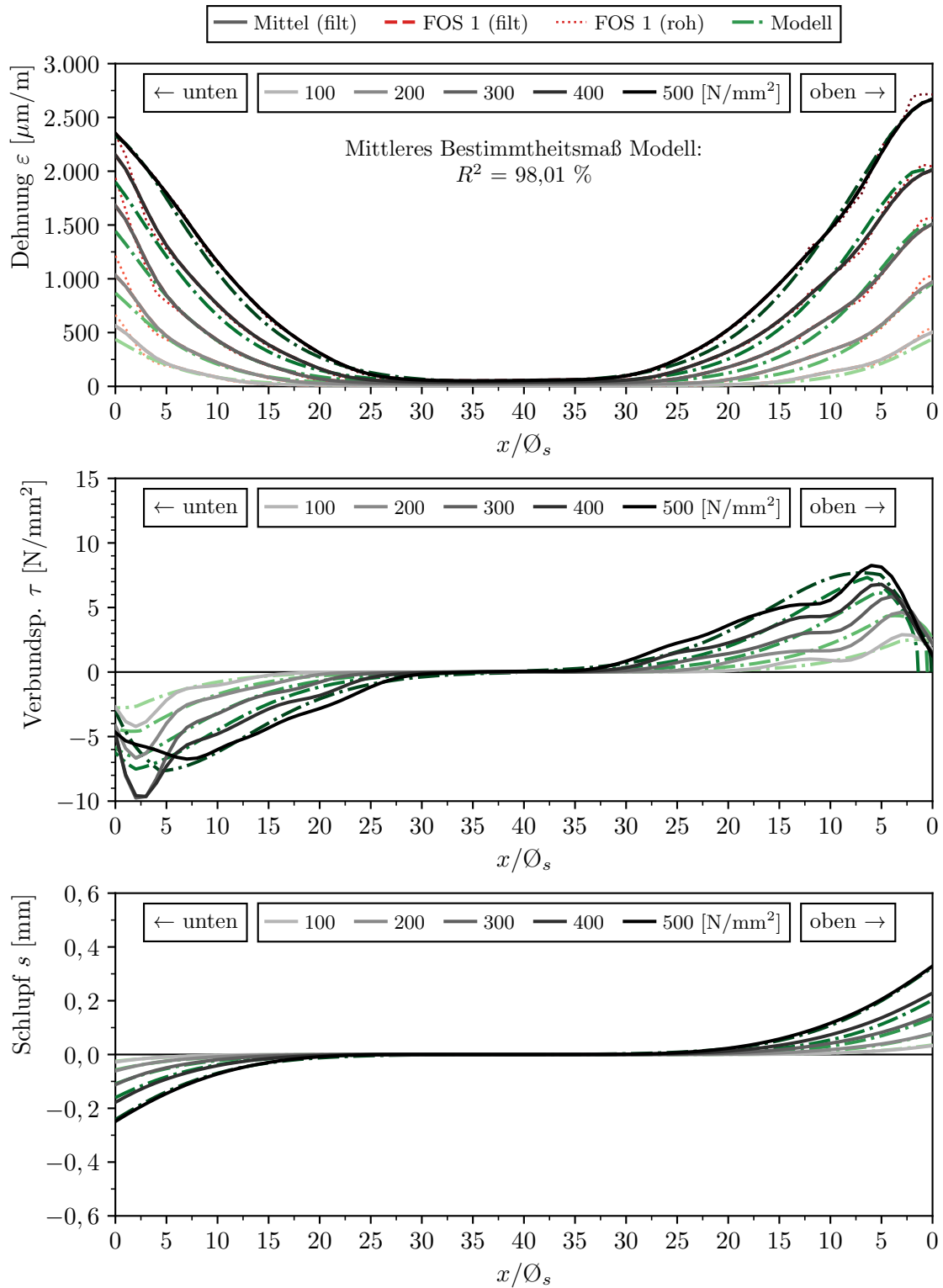


Abbildung B.46: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-10 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-10 (Stab 2)

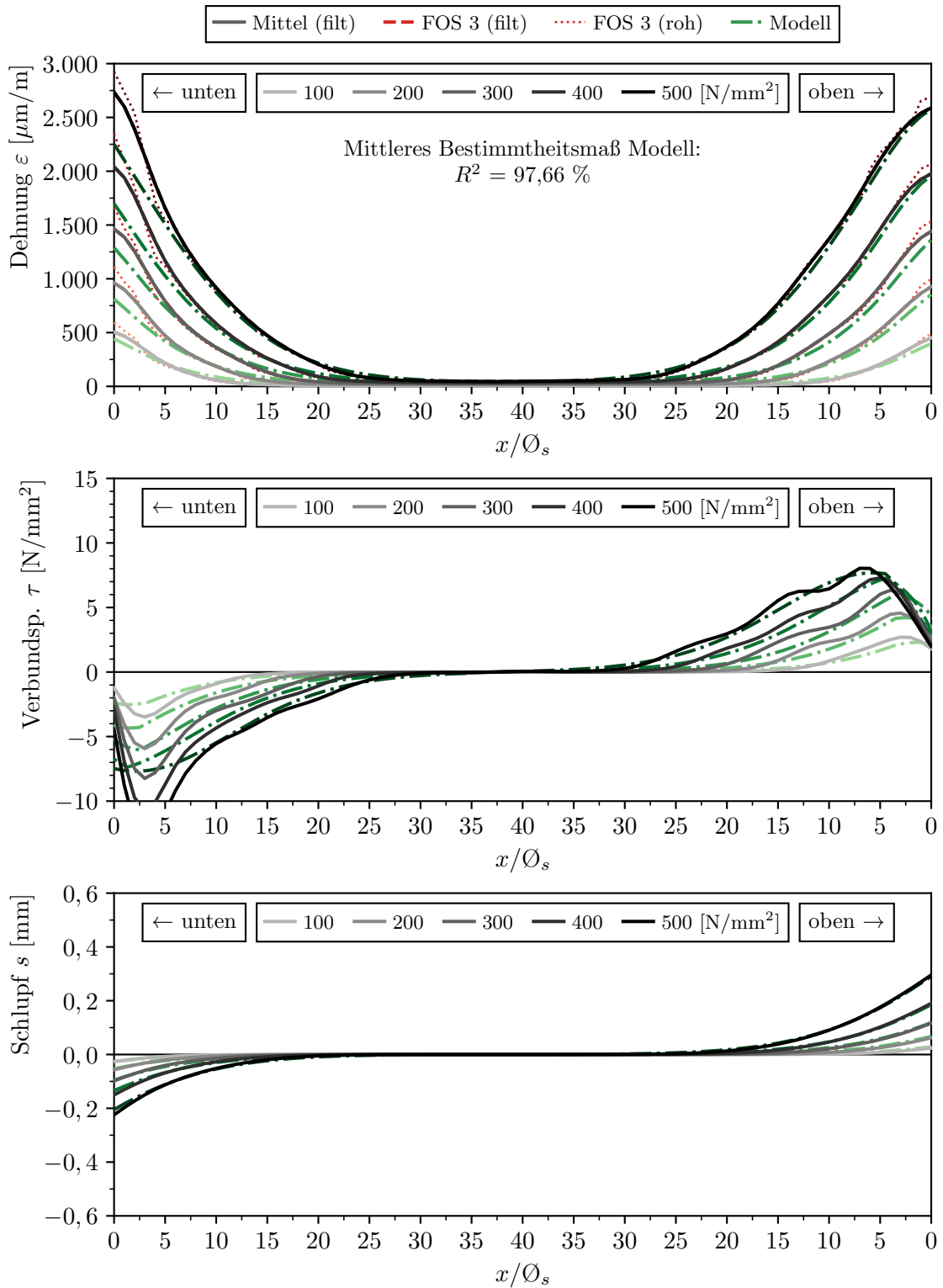
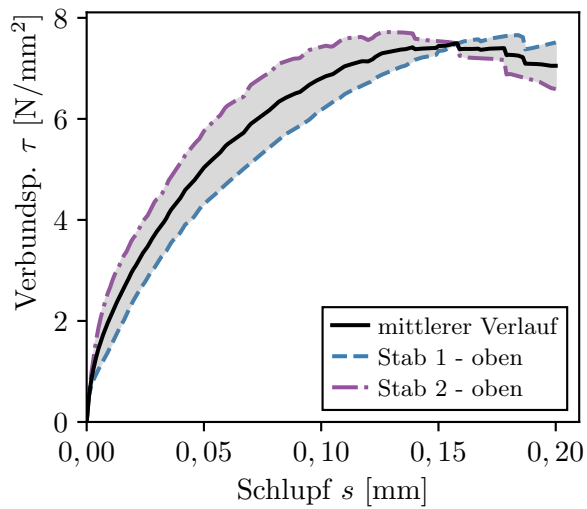


Abbildung B.47: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-10 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-10



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 2,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,49 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,16 \text{ mm}$$

Abbildung B.48: V-S-Beziehung ZDK-10 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-10

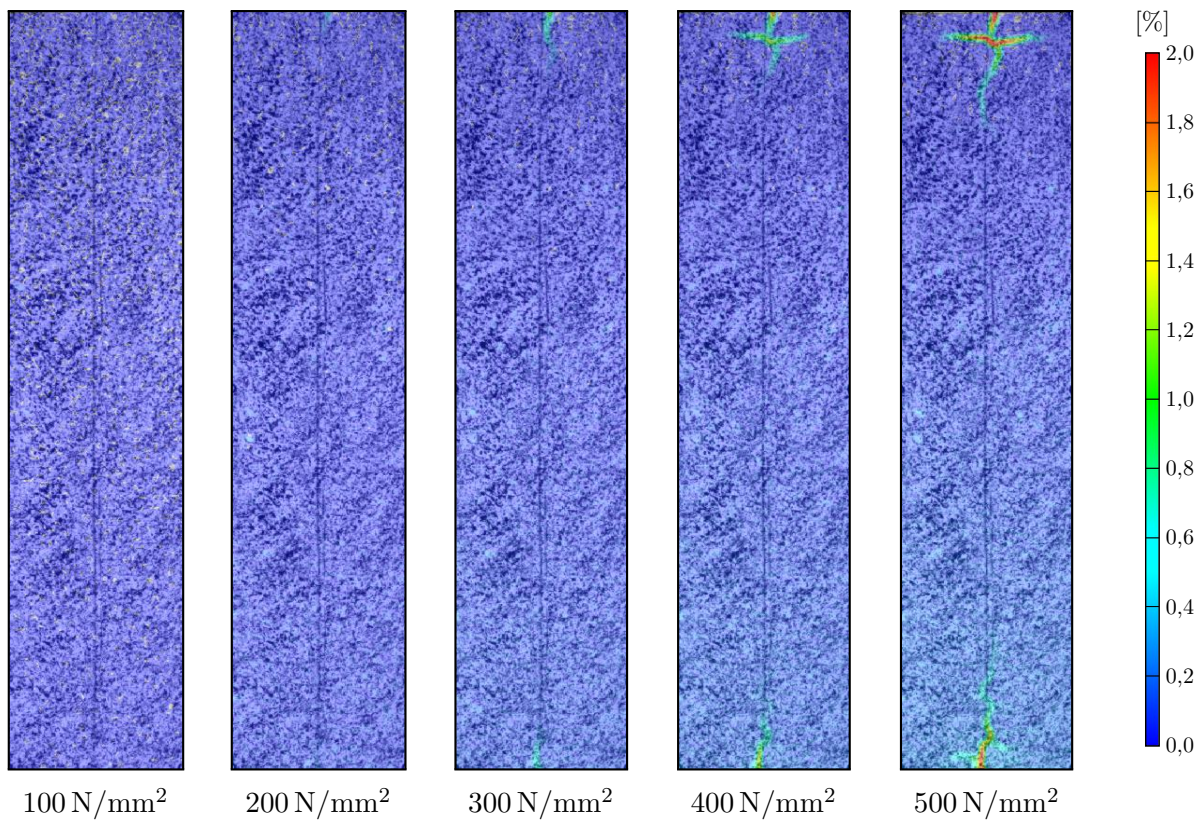
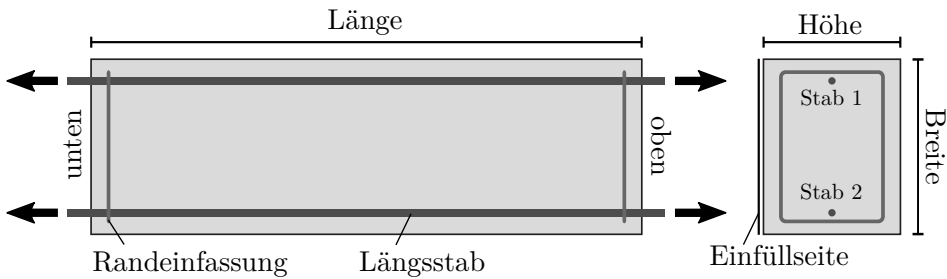


Abbildung B.49: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-11*(Interne Bezeichnung: S31 E12)*Konstruktive Durchbildung

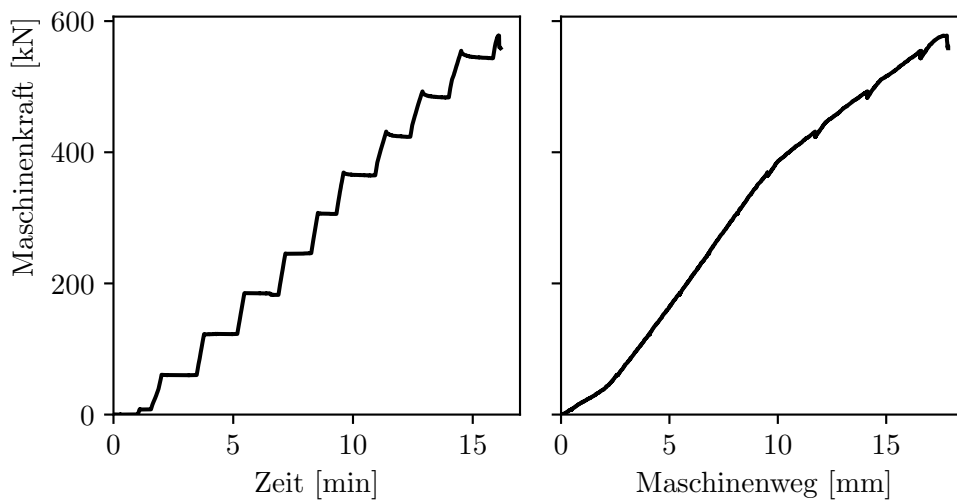
Länge x Breite x Höhe: 1680 x 520 x 450 mm

Stabdurchmesser: 28 mm

Bez. Betondeckung: 1,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 82,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 74,5 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 4,74 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 4,27 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 38\,504 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-11****Abbildung B.50:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-11

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-11 (Stab 1)

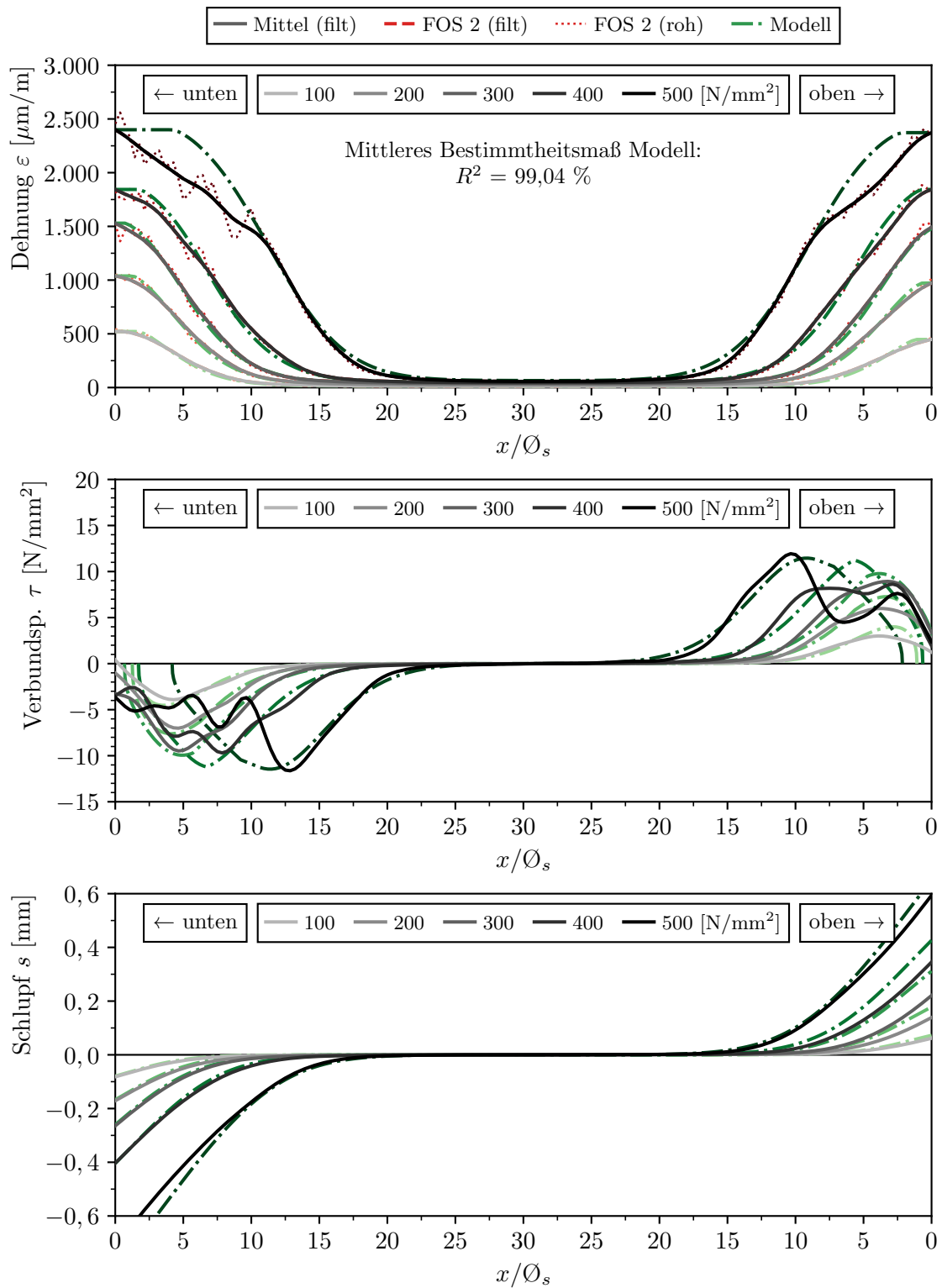


Abbildung B.51: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-11 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-11 (Stab 2)

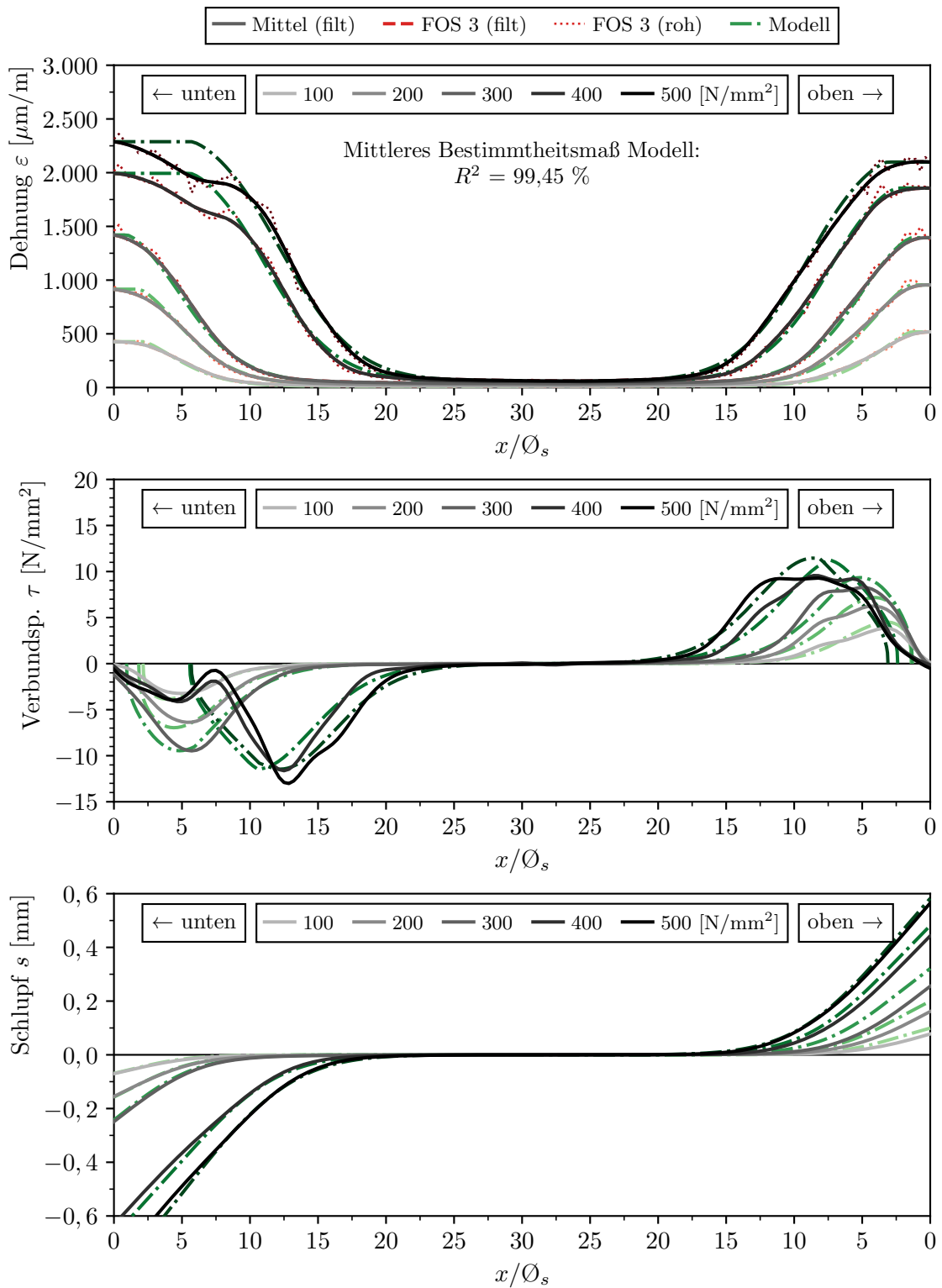
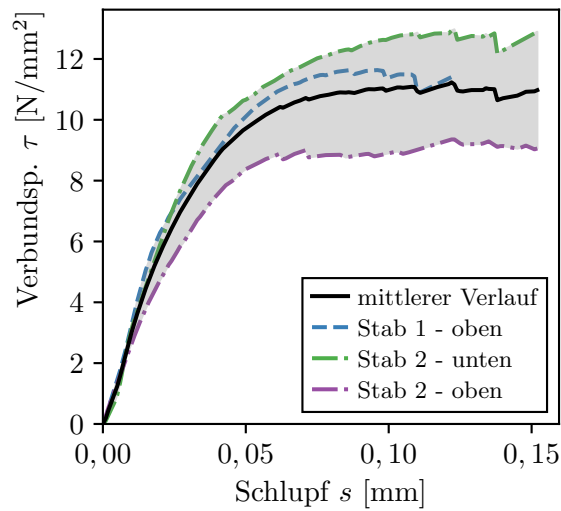


Abbildung B.52: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-11 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-11



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 9,71 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 10,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 11,23 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,12 \text{ mm}$$

Abbildung B.53: V-S-Beziehung ZDK-11 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-11

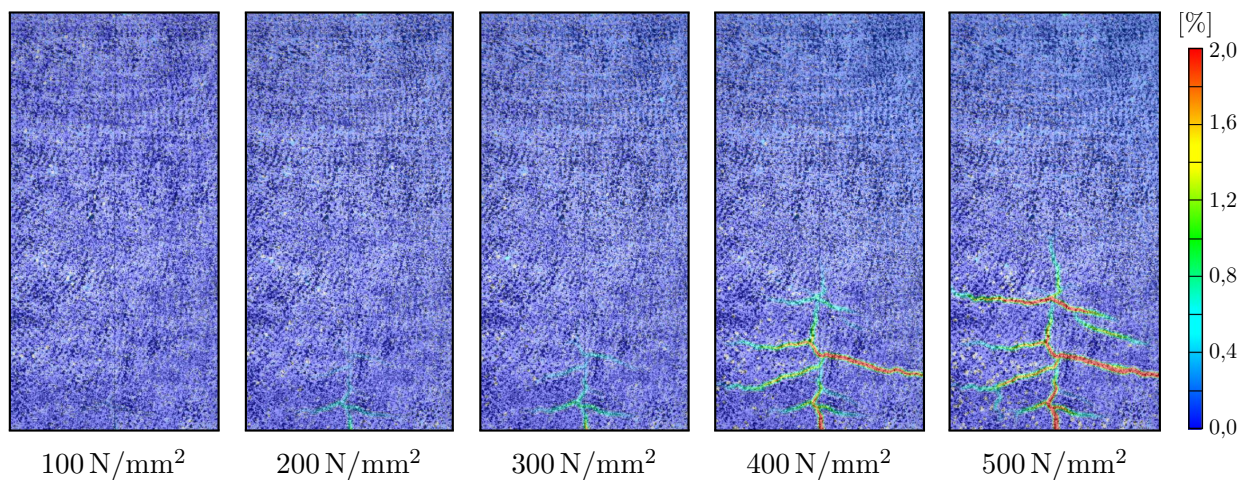
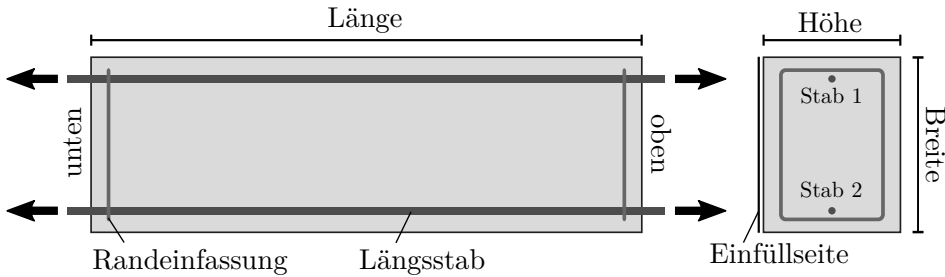


Abbildung B.54: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s , Prüfkörperausschnitt unten)

ZDK-12*(Interne Bezeichnung: S22 E19)*Konstruktive Durchbildung

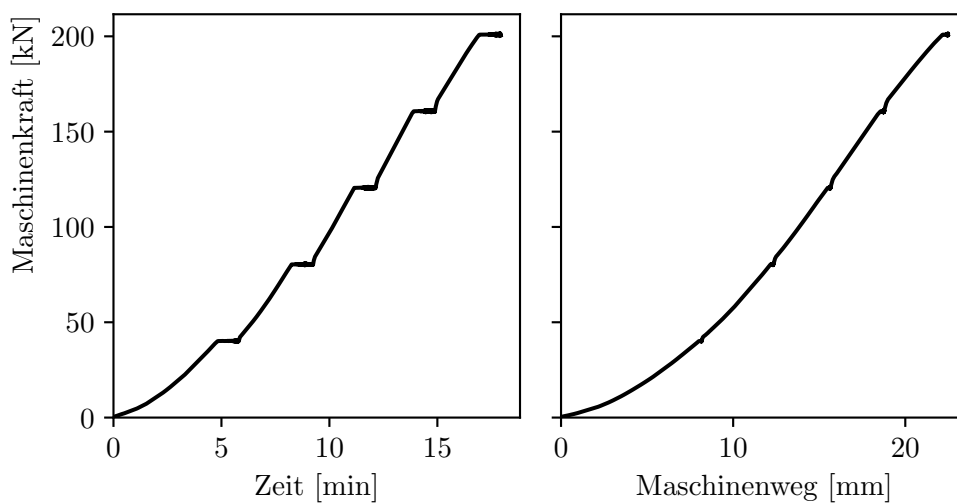
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 3,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 44 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 39,2 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,79 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,51 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 30\,782 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-12****Abbildung B.55:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-12

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-12 (Stab 1)

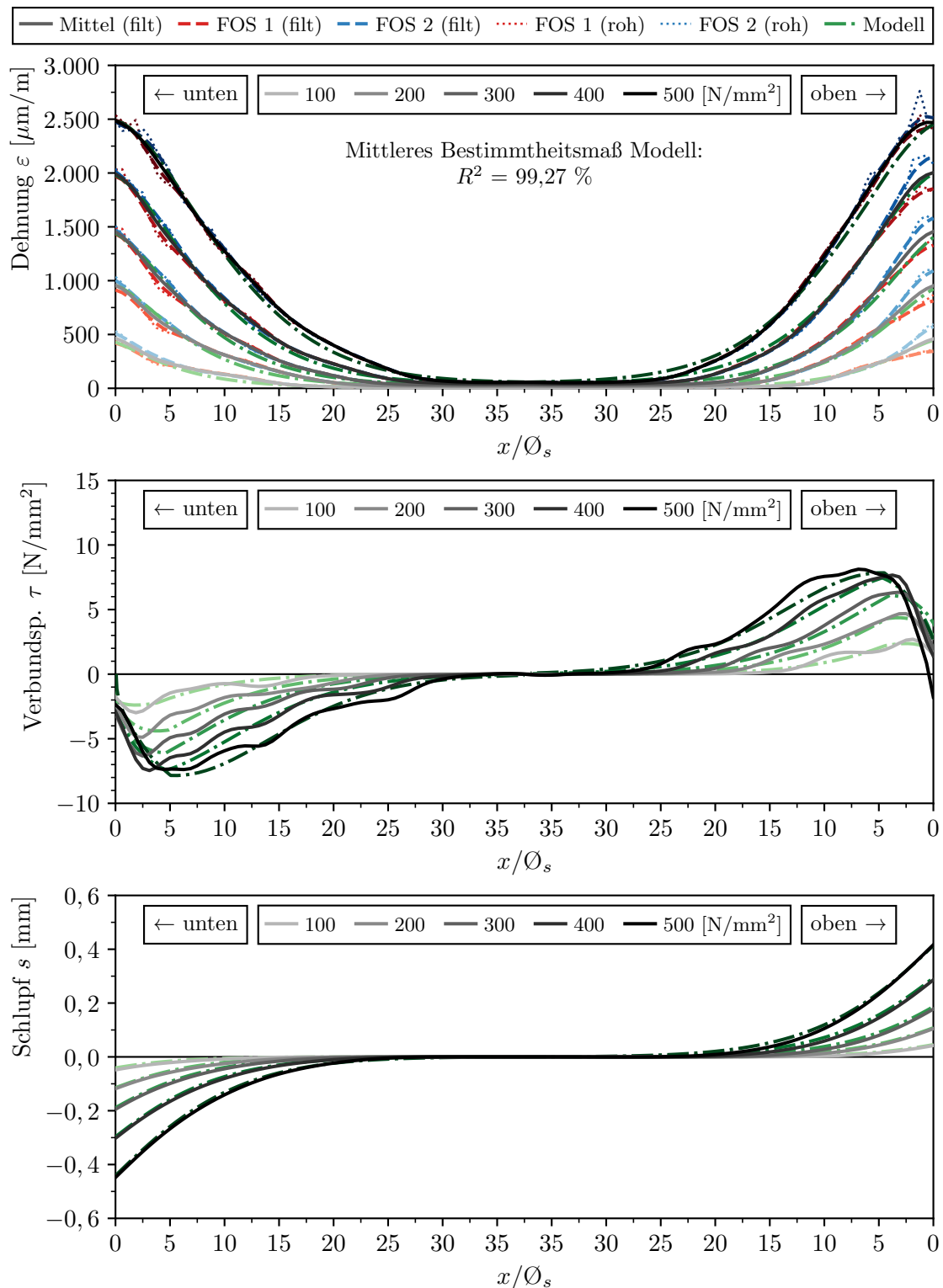


Abbildung B.56: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-12 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-12 (Stab 2)

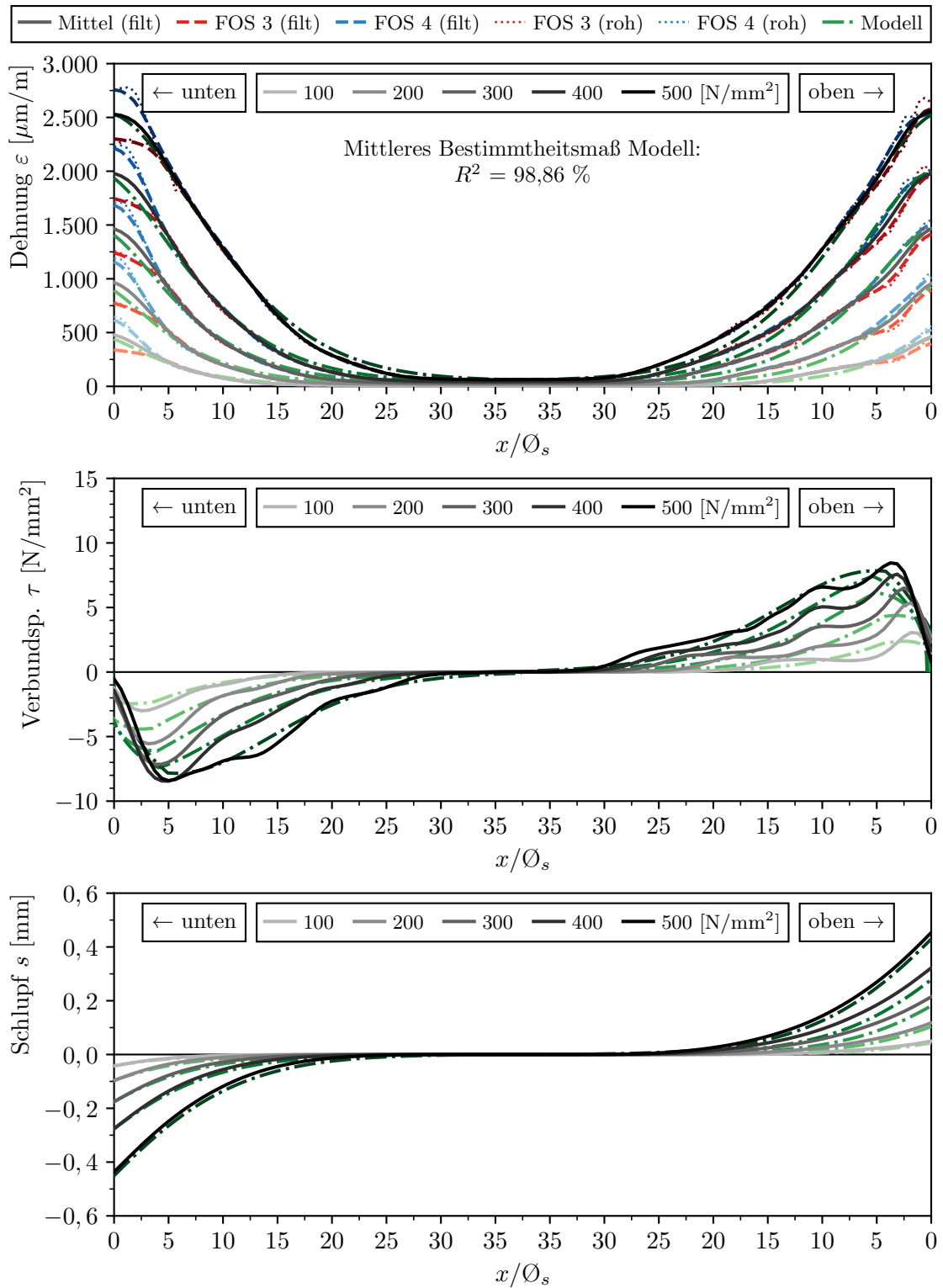
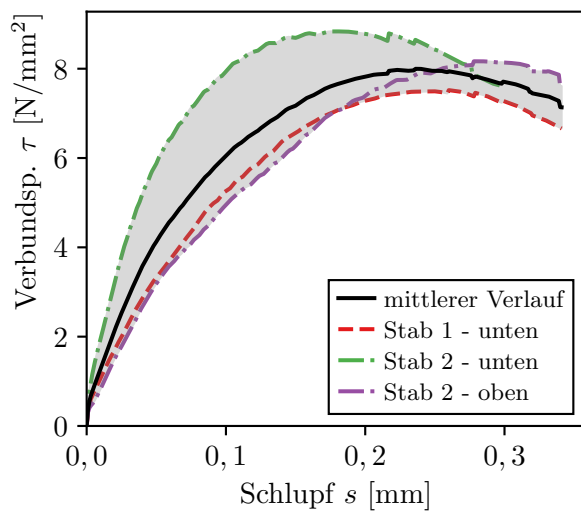


Abbildung B.57: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-12 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-12



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 8,0 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,24 \text{ mm}$$

Abbildung B.58: V-S-Beziehung ZDK-12 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-12

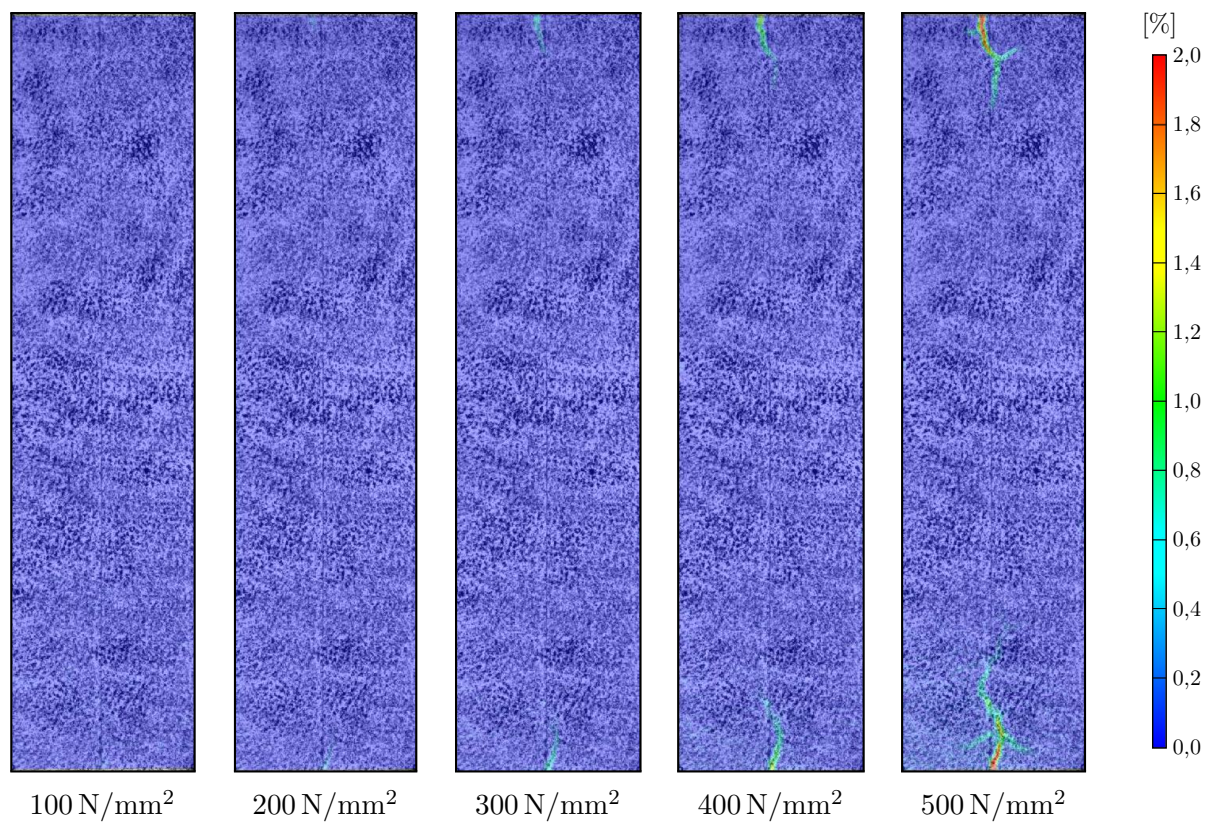
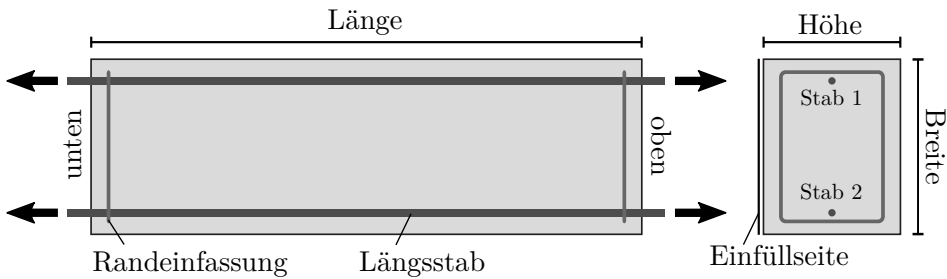


Abbildung B.59: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-13*(Interne Bezeichnung: S22 E20)*Konstruktive Durchbildung

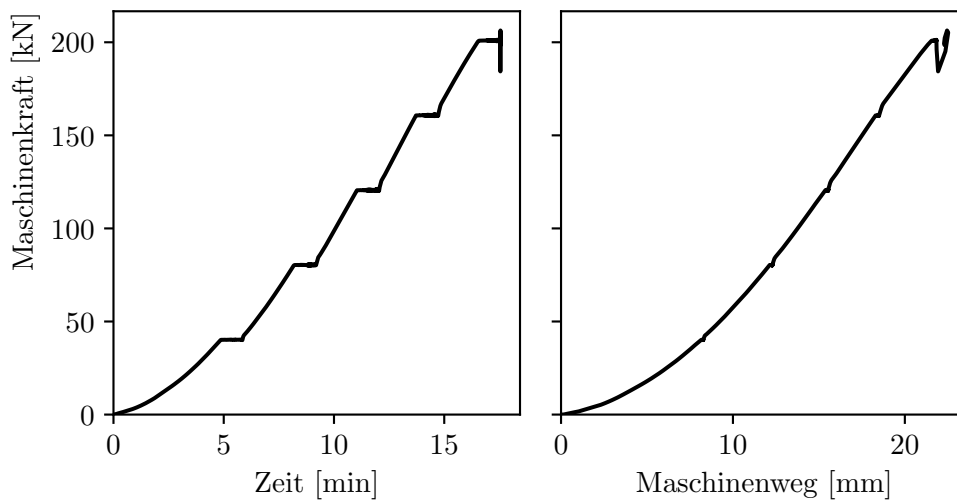
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: mäßig

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 44 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 39,2 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,79 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,51 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 30\,782 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-13****Abbildung B.60:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-13

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-13 (Stab 1)

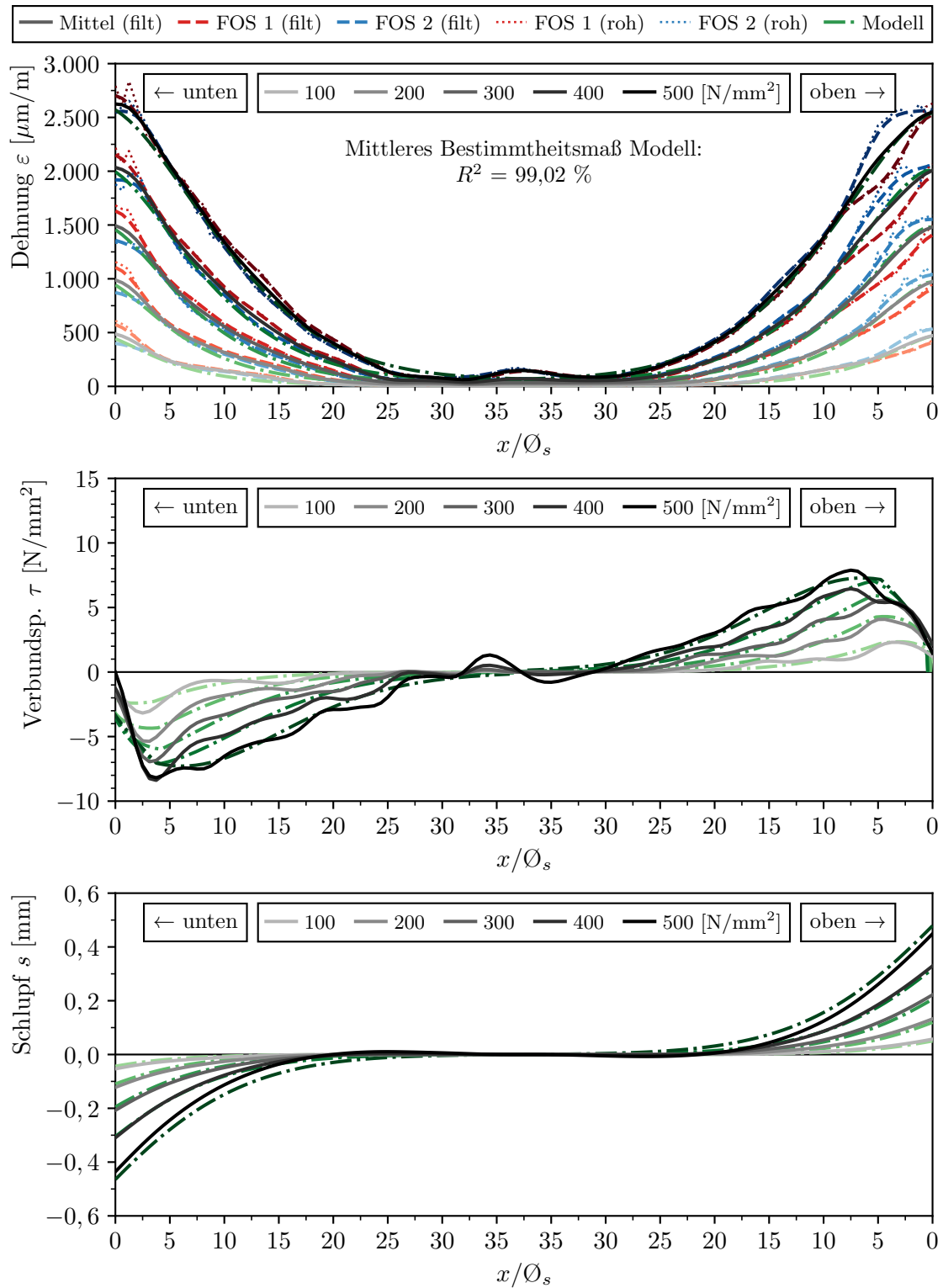


Abbildung B.61: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-13 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-13 (Stab 2)

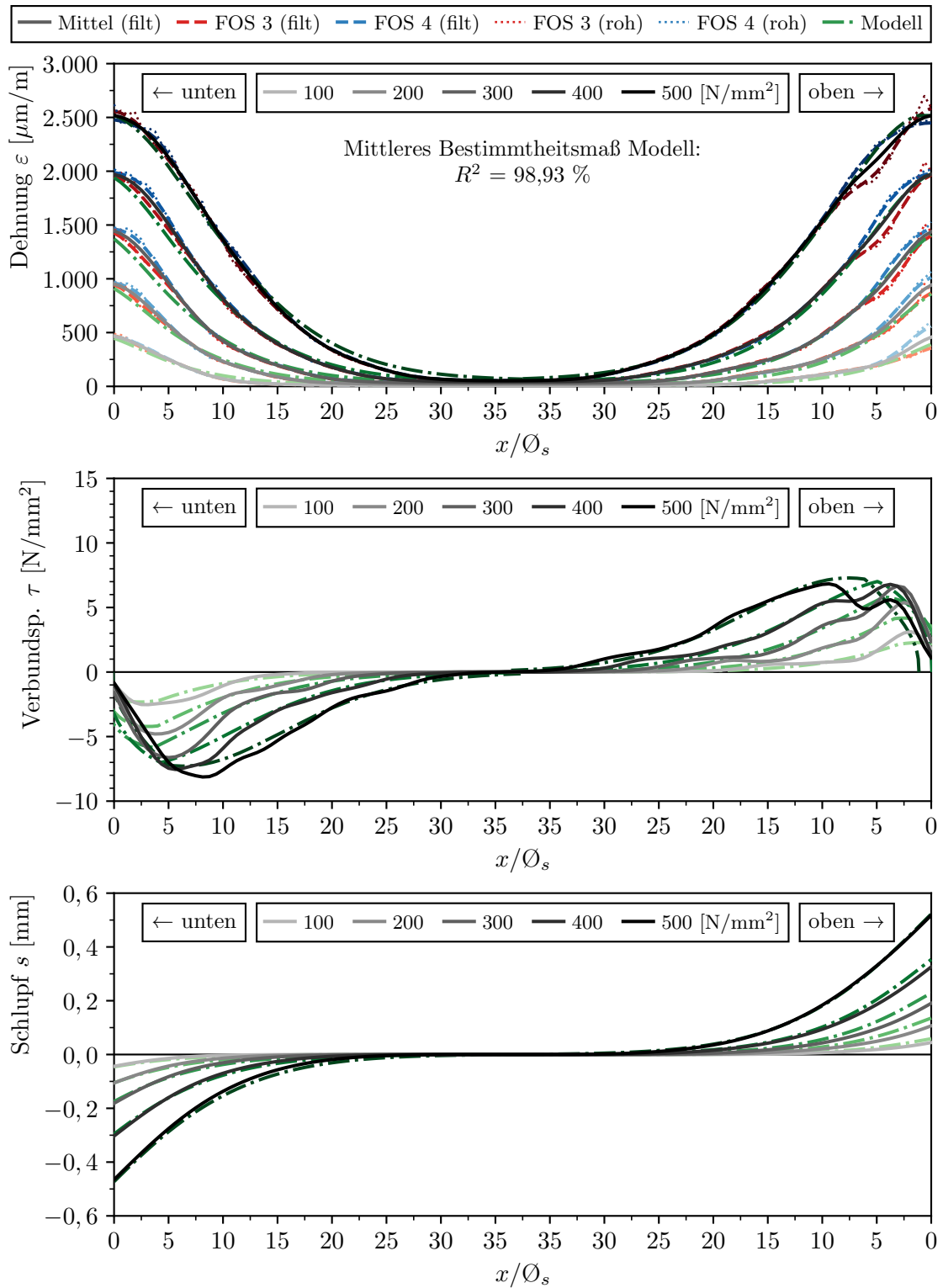
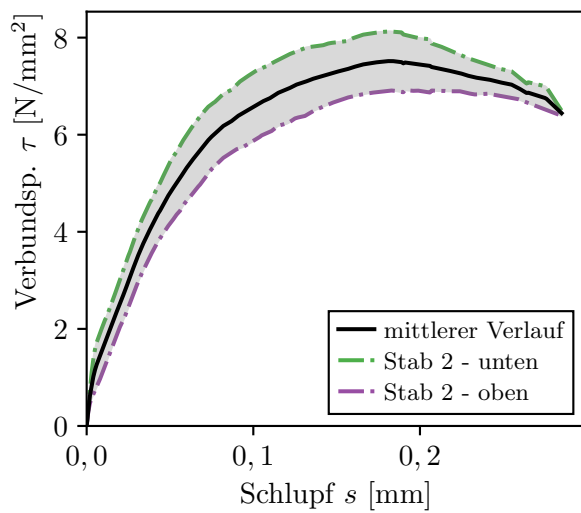


Abbildung B.62: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-13 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-13



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,52 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,18 \text{ mm}$$

Abbildung B.63: V-S-Beziehung ZDK-13 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-13

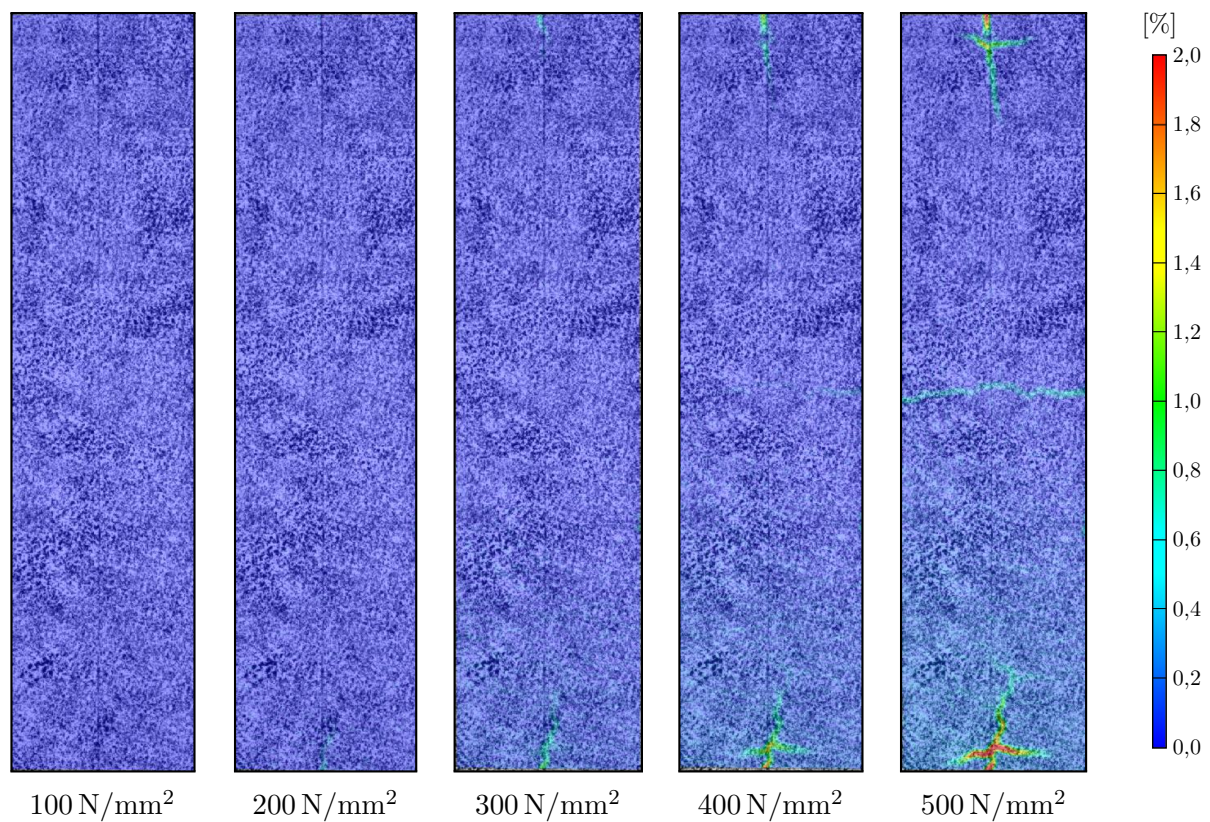
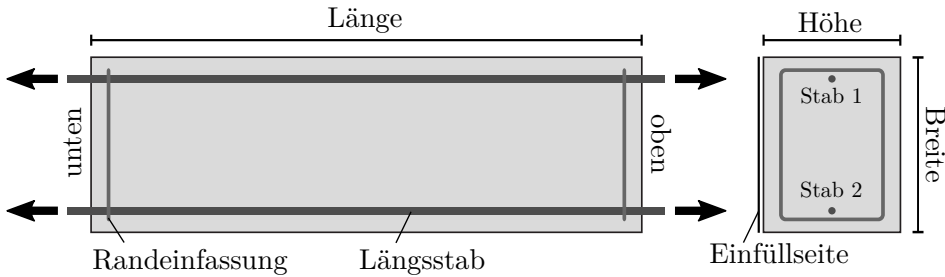


Abbildung B.64: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-14*(Interne Bezeichnung: S24 E21)*Konstruktive Durchbildung

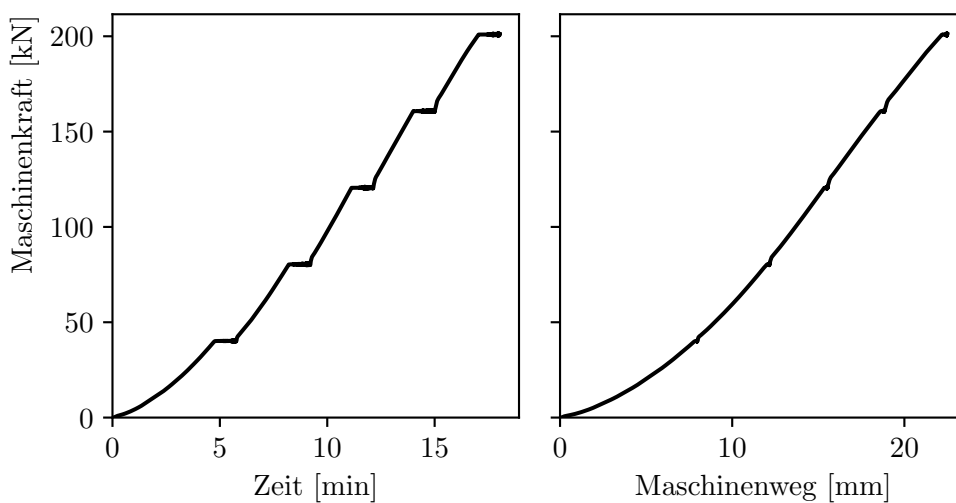
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 91,6 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 79,5 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,89 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 38\,504 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-14****Abbildung B.65:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-14

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-14 (Stab 1)

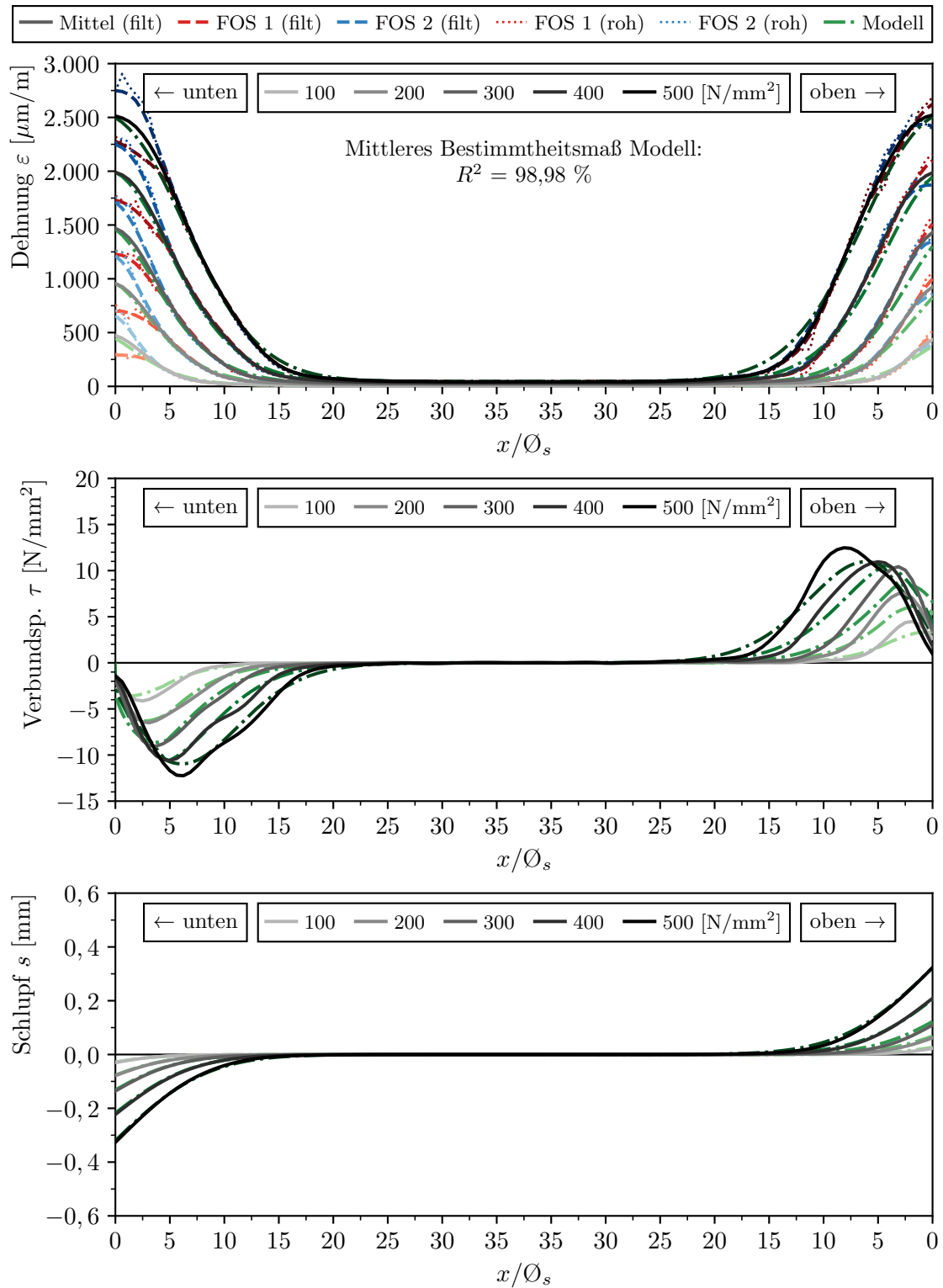


Abbildung B.66: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-14 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-14 (Stab 2)

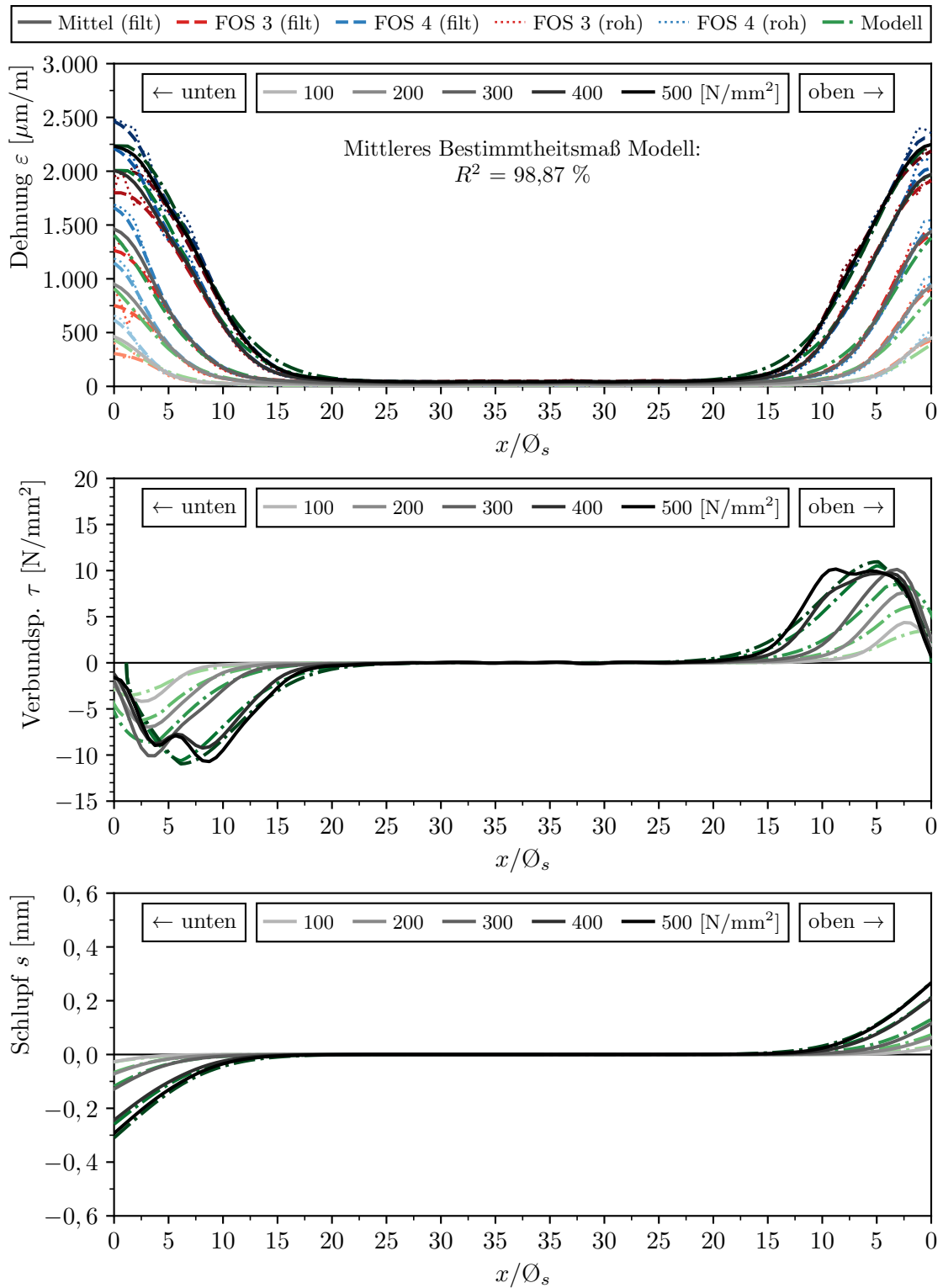
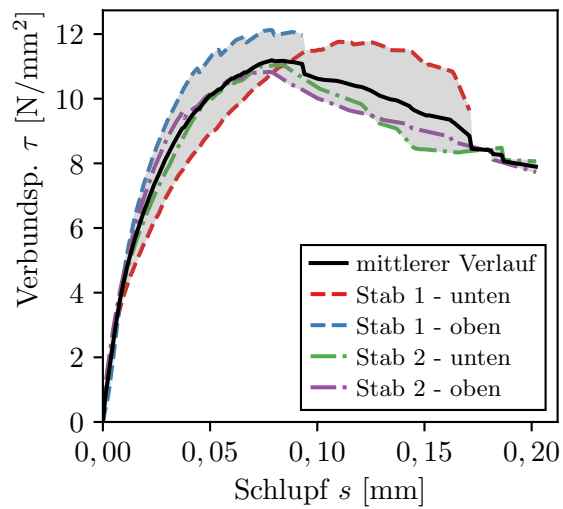


Abbildung B.67: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-14 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-14



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 4,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 10,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 10,62 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 11,19 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,08 \text{ mm}$$

Abbildung B.68: V-S-Beziehung ZDK-14 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-14

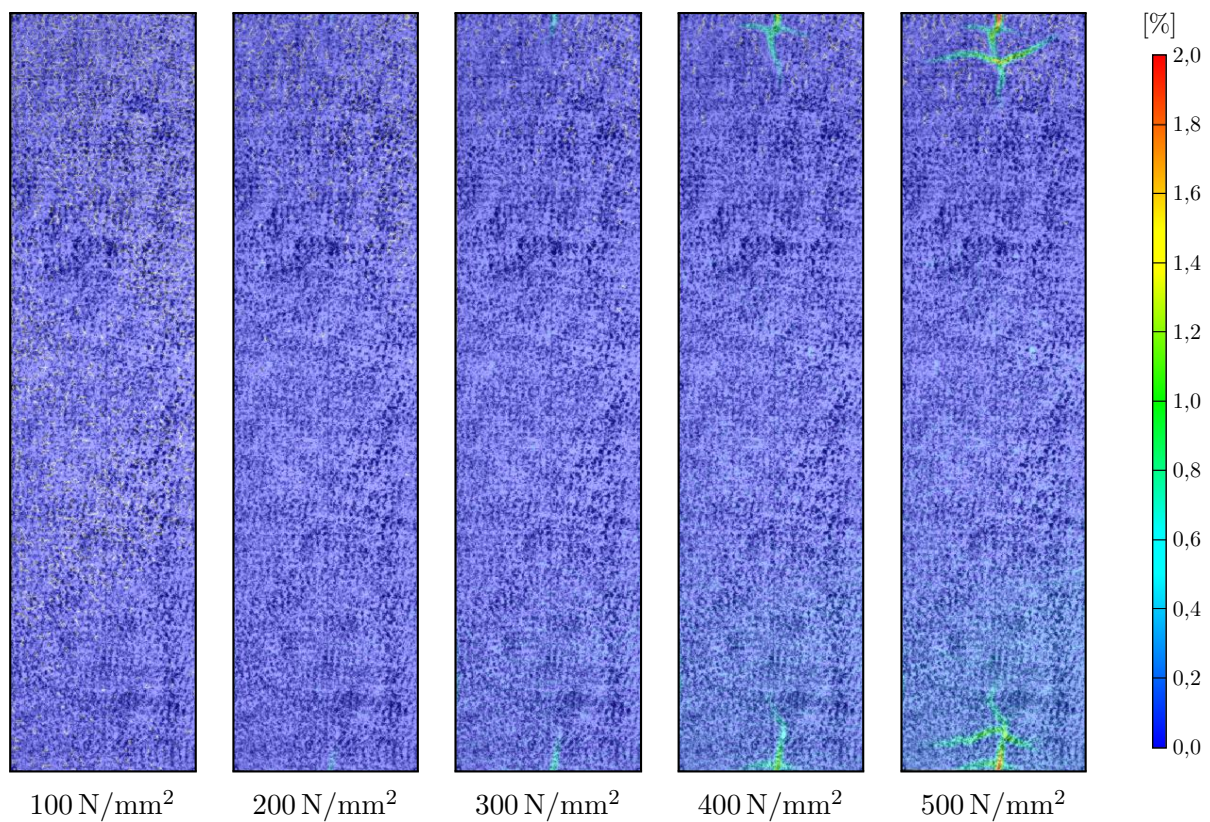
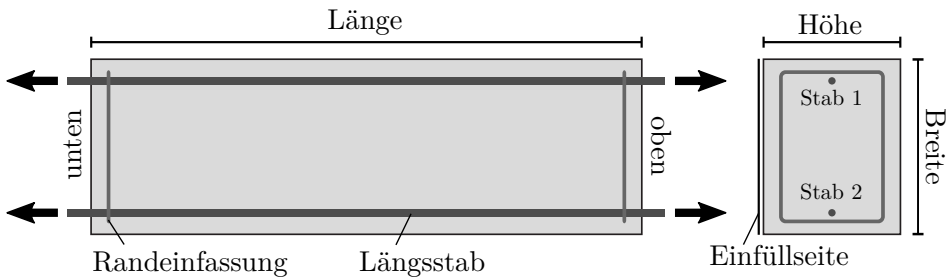


Abbildung B.69: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-15*(Interne Bezeichnung: S24 E22)*Konstruktive Durchbildung

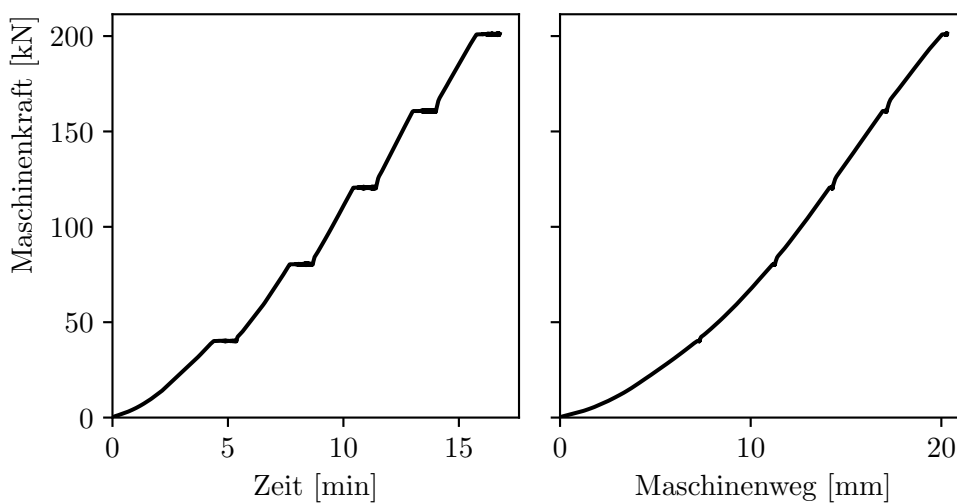
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: mäßig

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 91,6 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 79,5 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,89 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 3,5 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 38\,504 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-15****Abbildung B.70:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-15

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-15 (Stab 1)

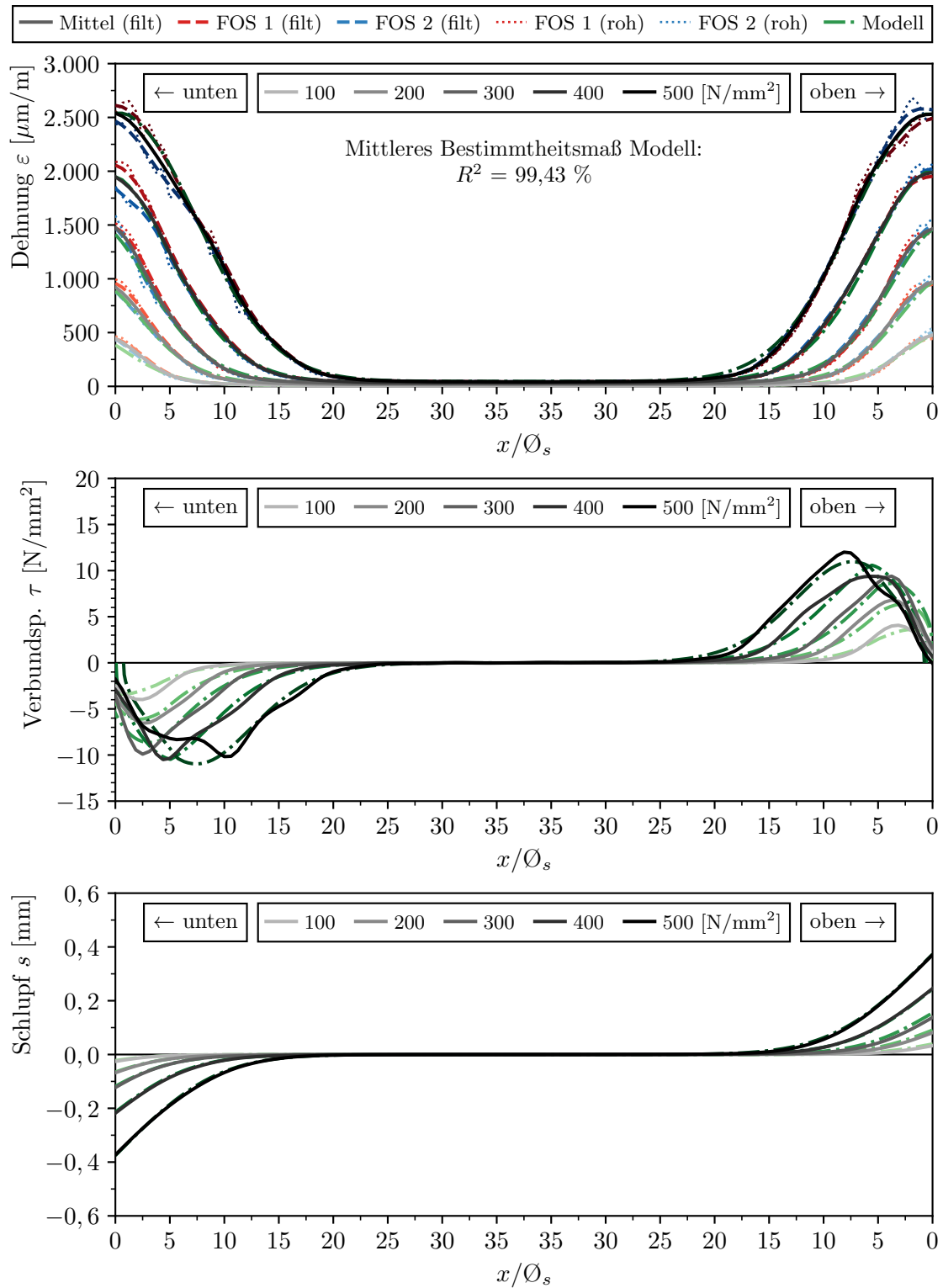


Abbildung B.71: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-15 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-15 (Stab 2)

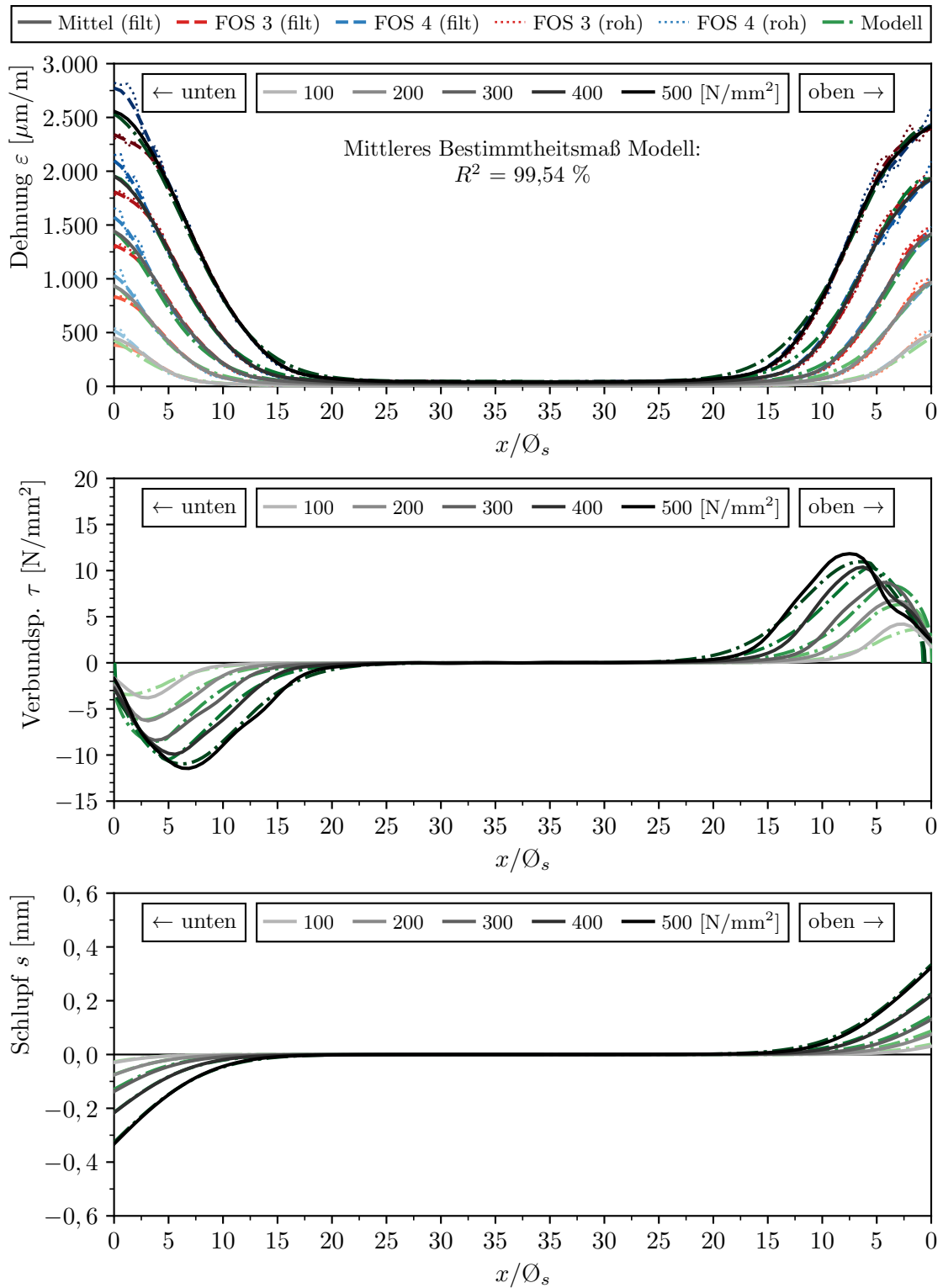
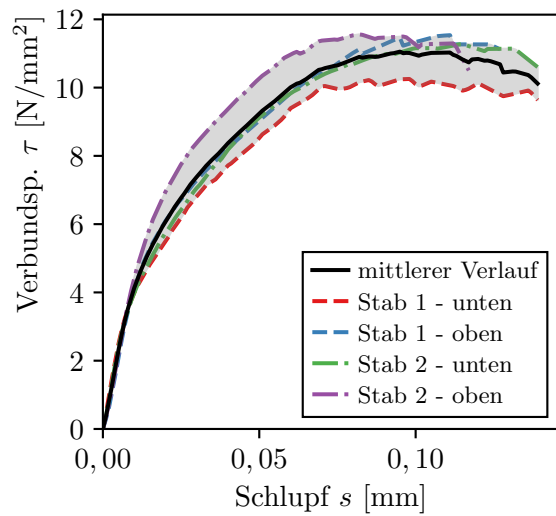


Abbildung B.72: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-15 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-15



mittlere Kennwerte

$$\begin{aligned} \tau_{m,0,01} &= 4,12 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{m,0,05} &= 9,24 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{m,0,1} &= 10,96 \text{ N/mm}^2 \\ \tau_{m,max} &= 11,05 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$s(\tau_{max}) = 0,1 \text{ mm}$$

Abbildung B.73: V-S-Beziehung ZDK-15 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-15

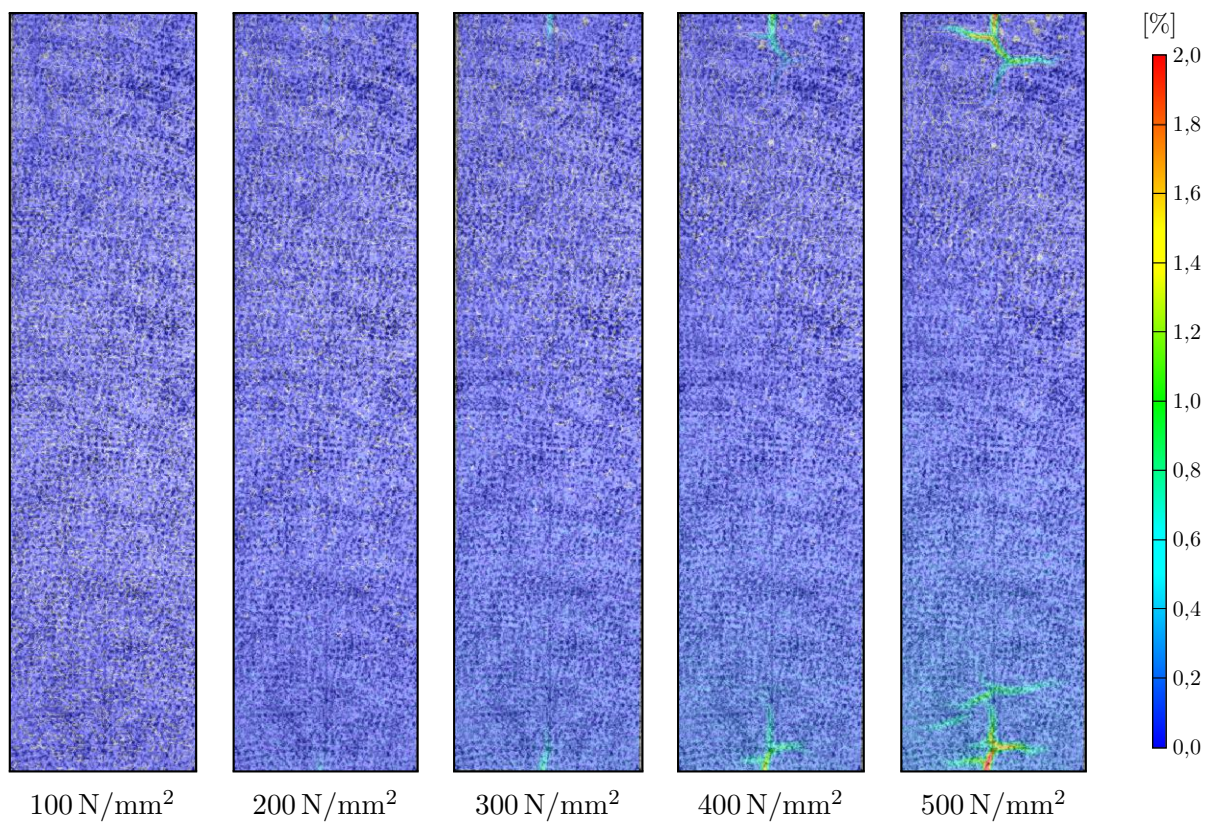
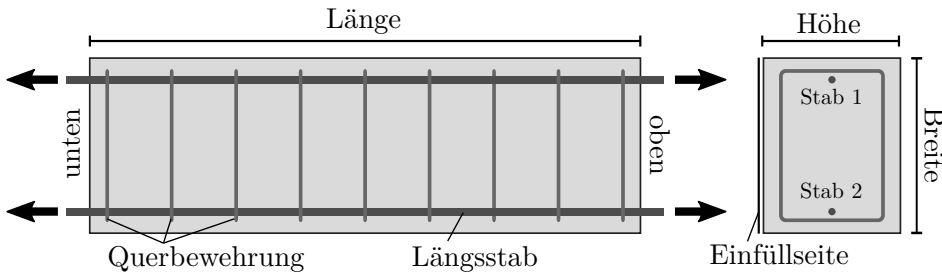


Abbildung B.74: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

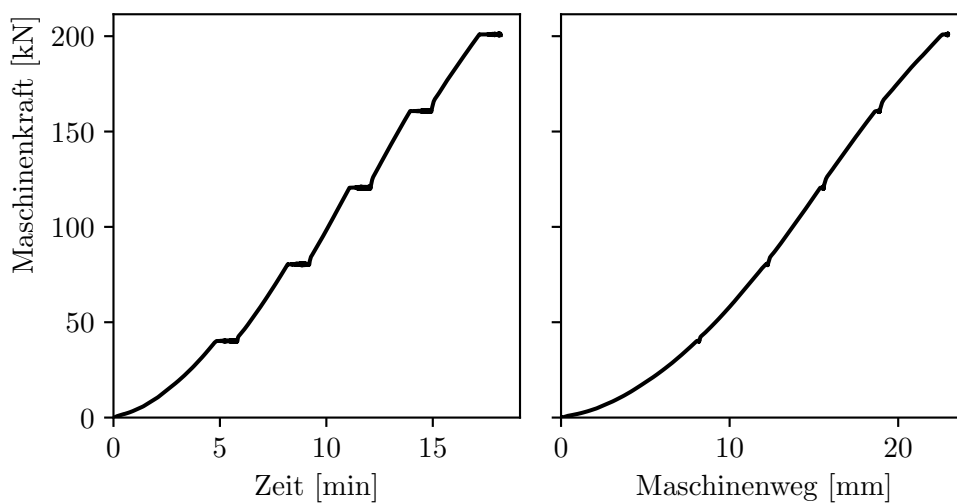
ZDK-16*(Interne Bezeichnung: S17 E1)*Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s Querbewehrung: $\varnothing 6 / 150$ mm

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 40,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 36,4 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,78 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,600 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-16****Abbildung B.75:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-16

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-16 (Stab 1)

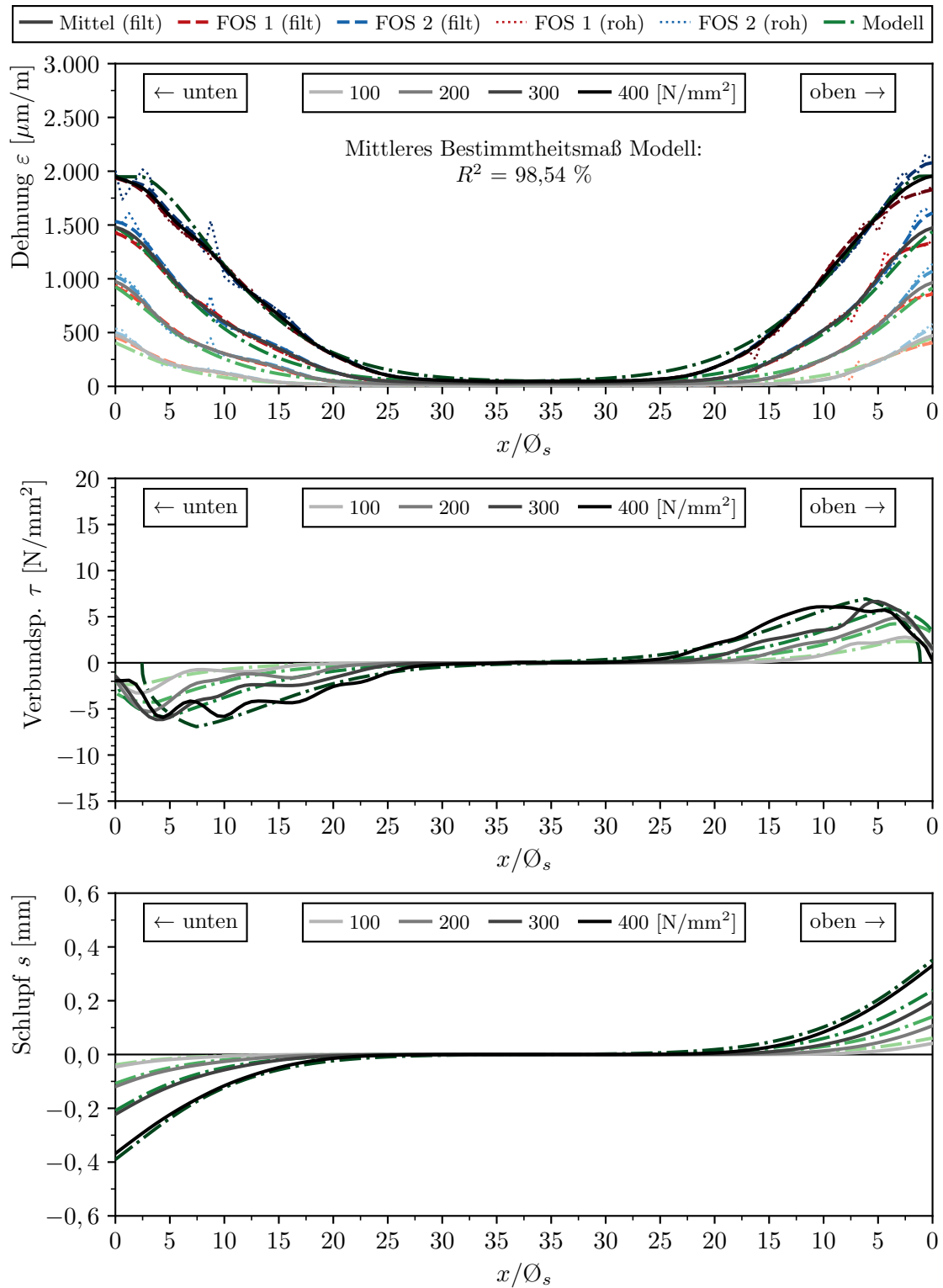


Abbildung B.76: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-16 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-16 (Stab 2)

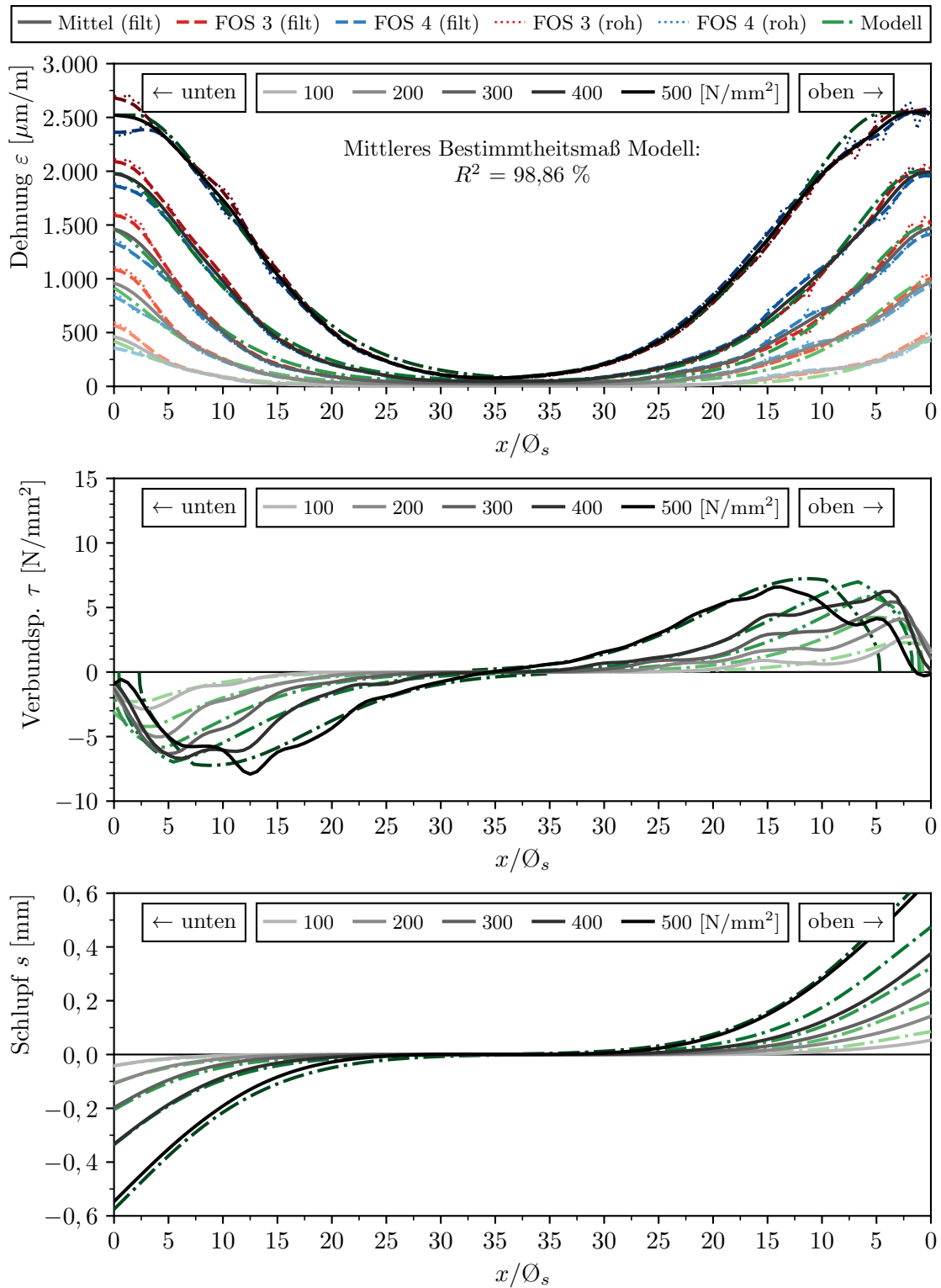
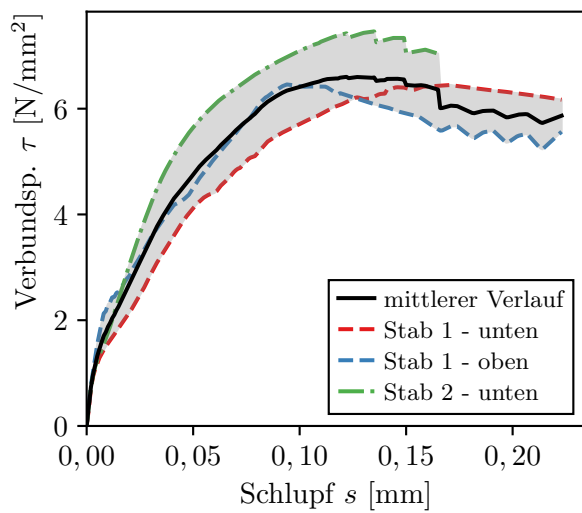


Abbildung B.77: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-16 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-16



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,88 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,75 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,41 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 6,6 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,12 \text{ mm}$$

Abbildung B.78: V-S-Beziehung ZDK-16 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-16

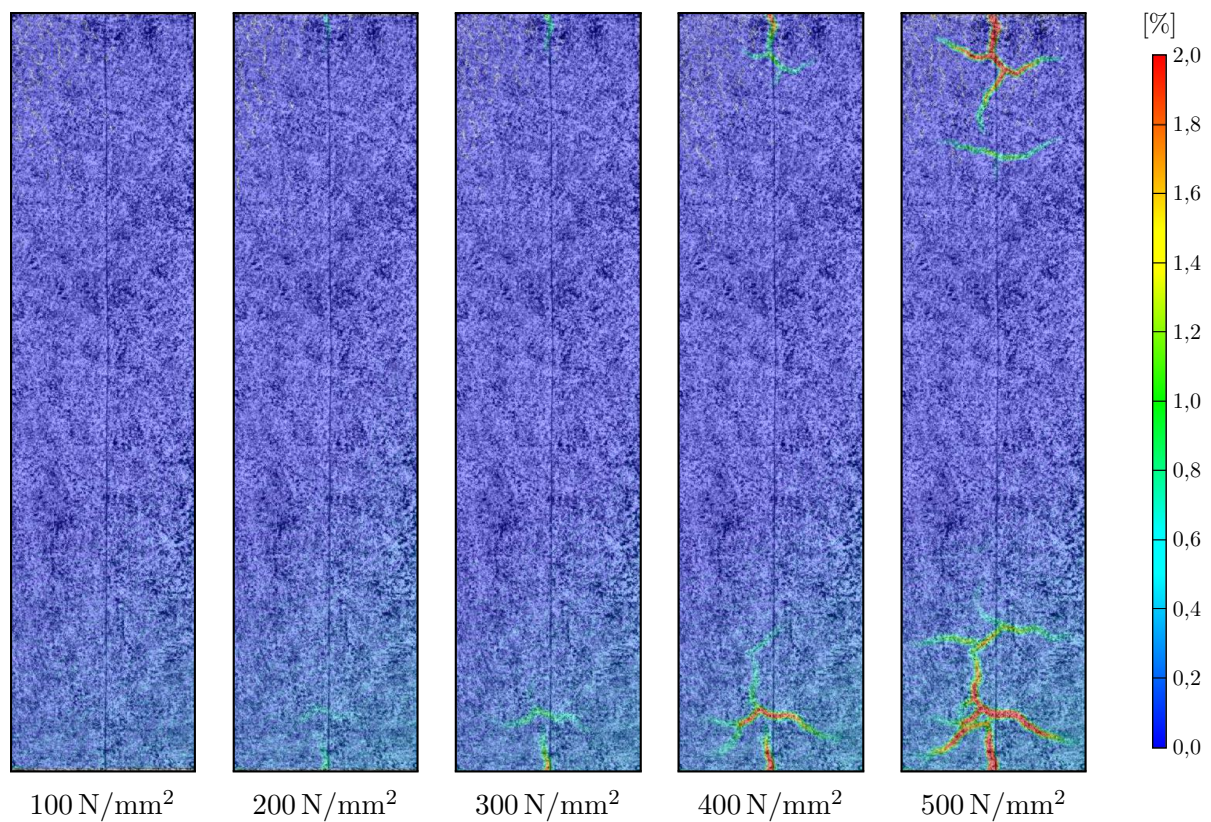
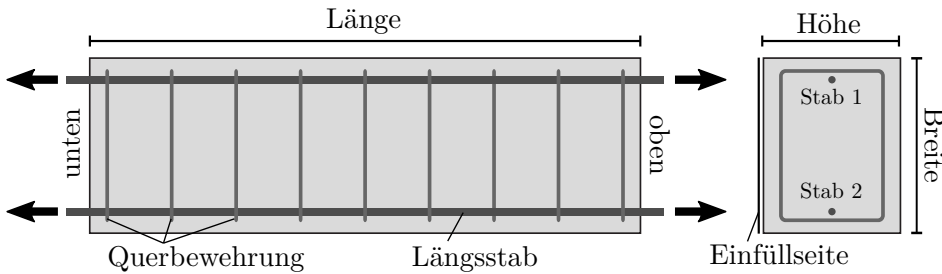


Abbildung B.79: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

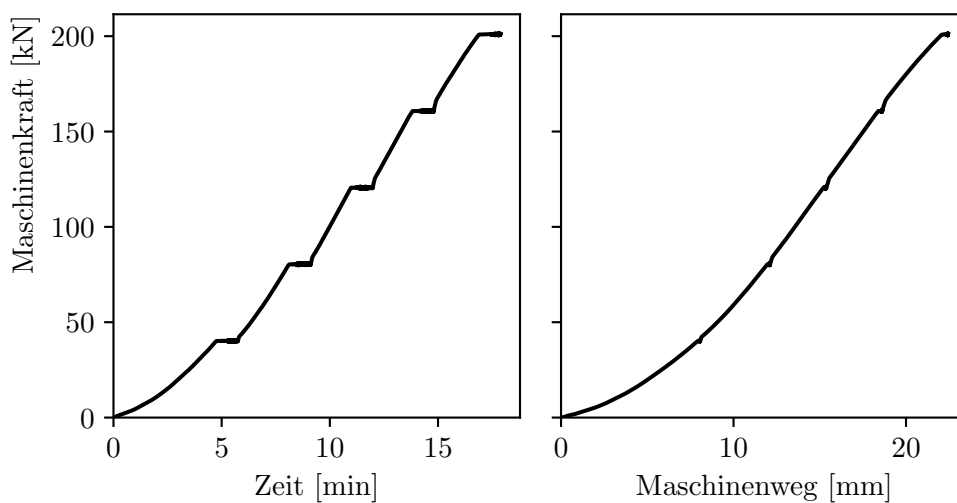
ZDK-17*(Interne Bezeichnung: S17 E2)*Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s Querbewehrung: $\varnothing 6 / 150$ mm

Verbundbedingungen: mäßig

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 40,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 36,4 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,78 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,5 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,600 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-17****Abbildung B.80:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-17

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-17 (Stab 1)

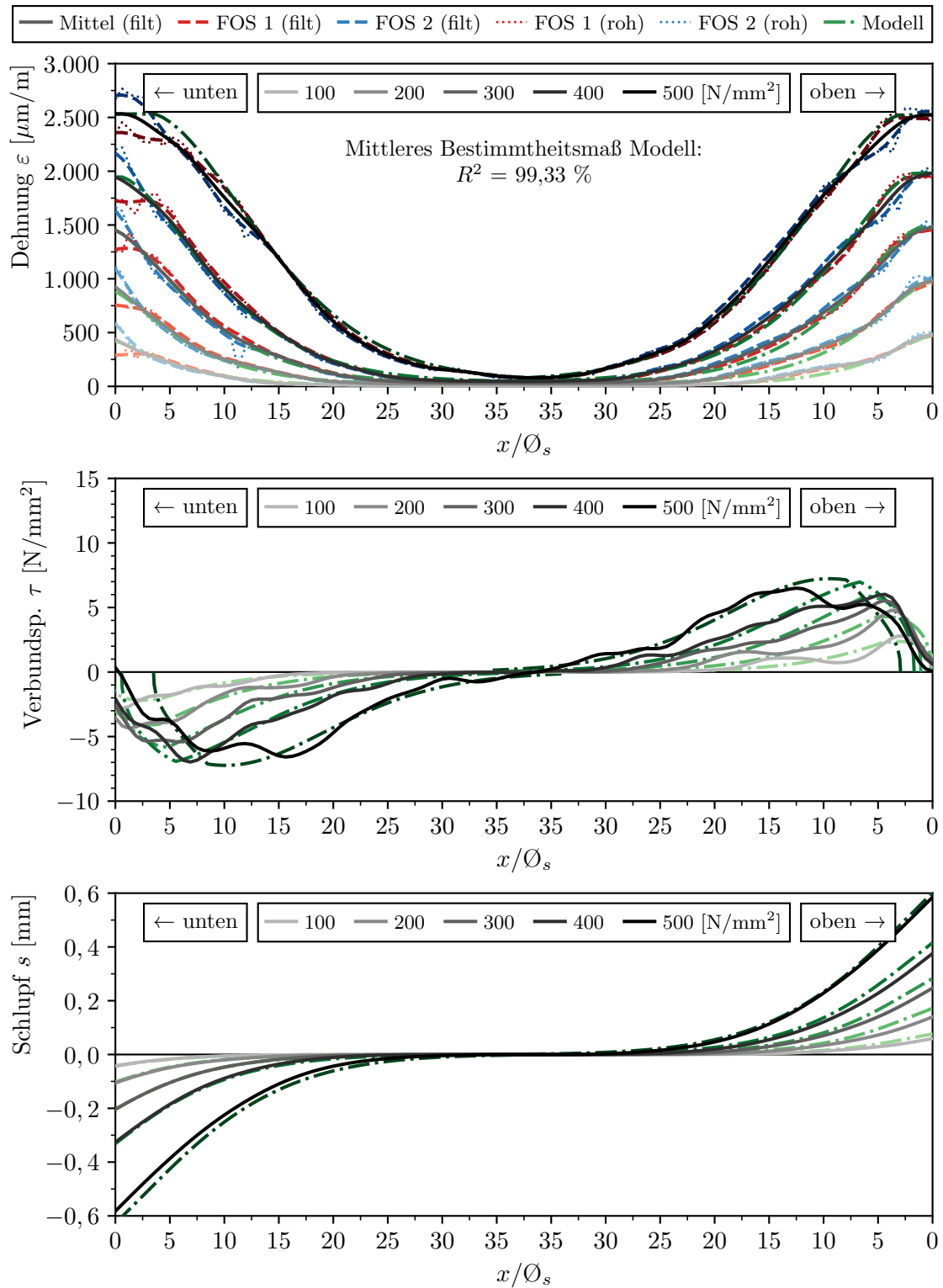


Abbildung B.81: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-17 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-17 (Stab 2)

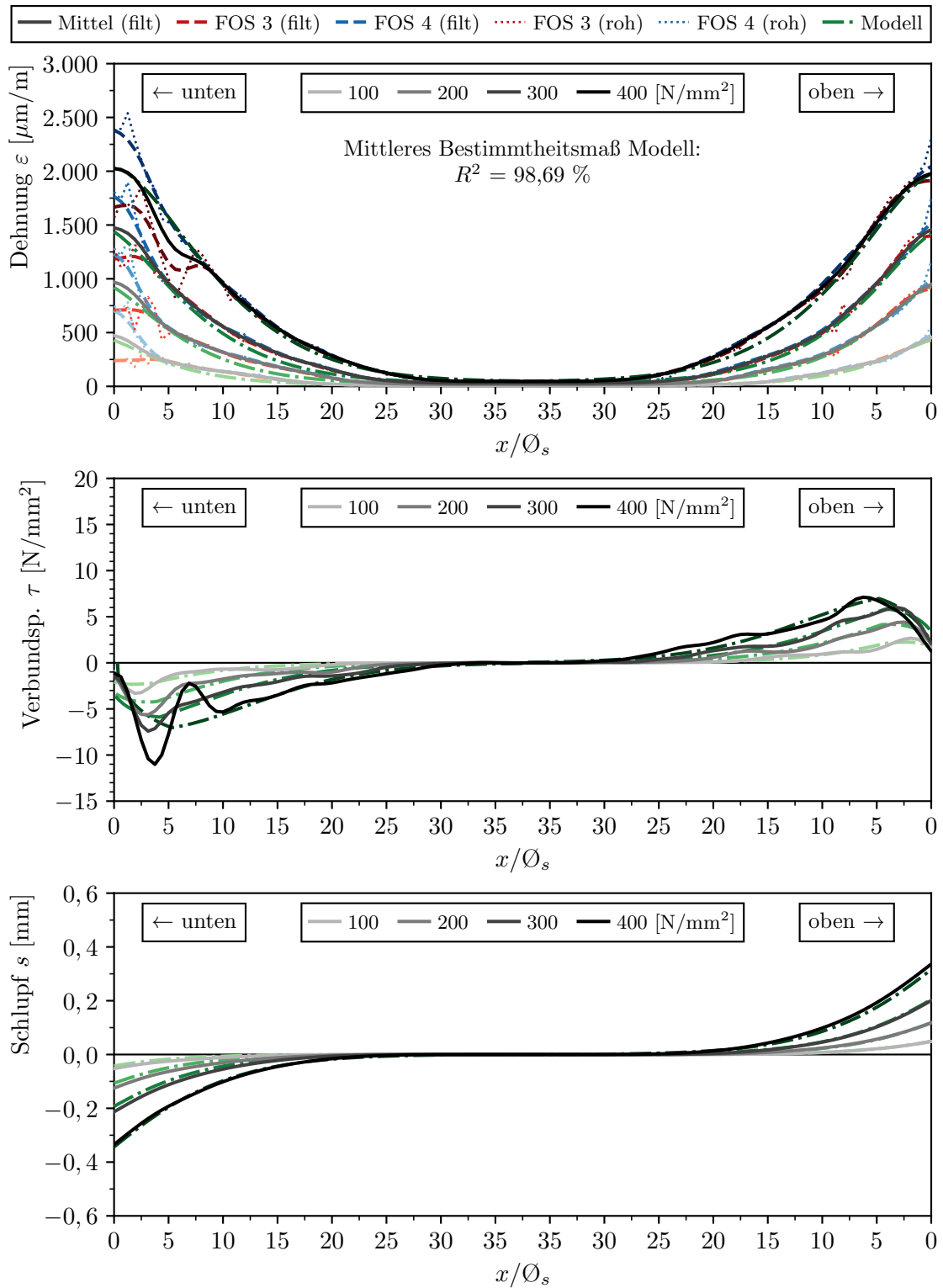
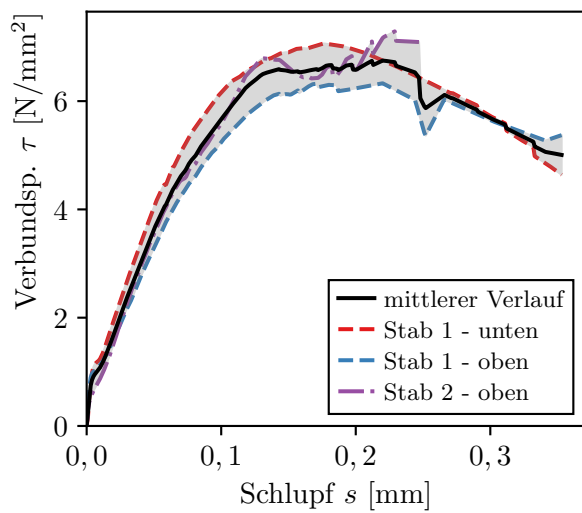


Abbildung B.82: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-17 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-17



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,08 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 3,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 5,66 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 6,75 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,22 \text{ mm}$$

Abbildung B.83: V-S-Beziehung ZDK-17 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-17

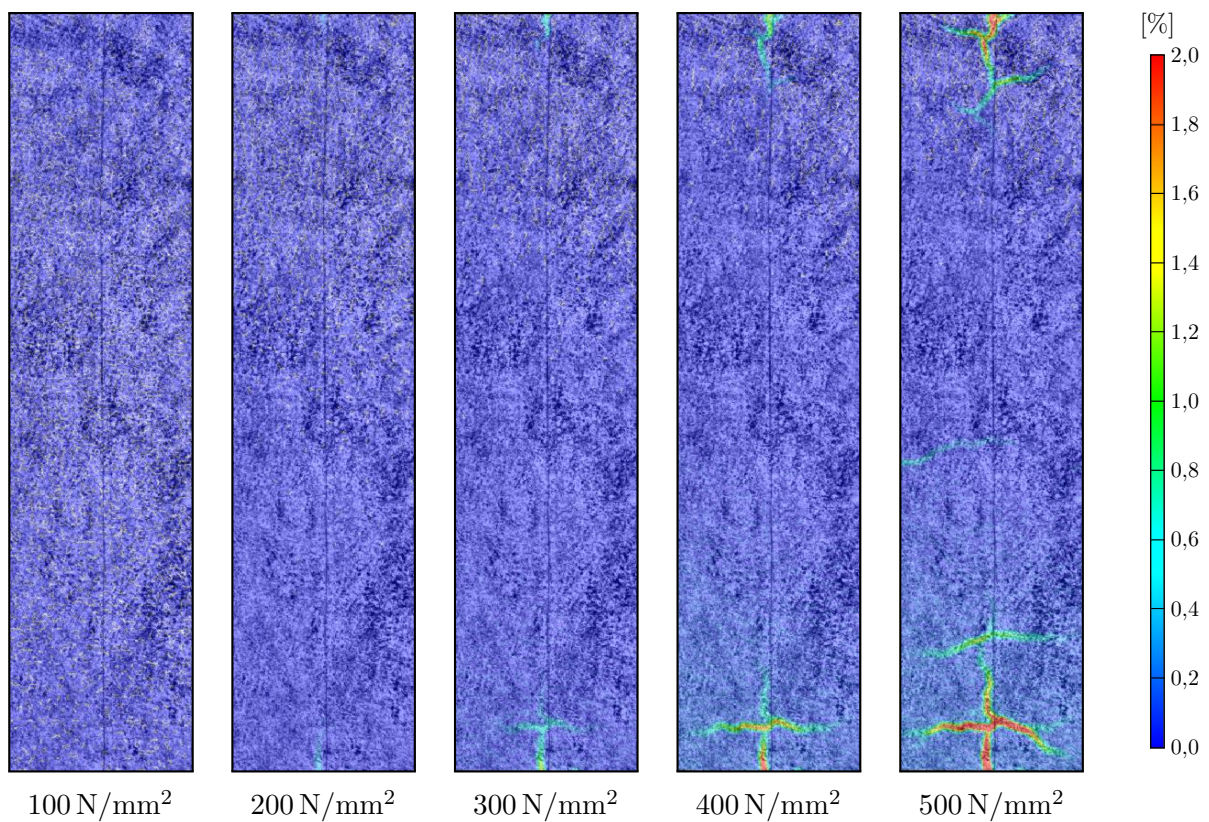
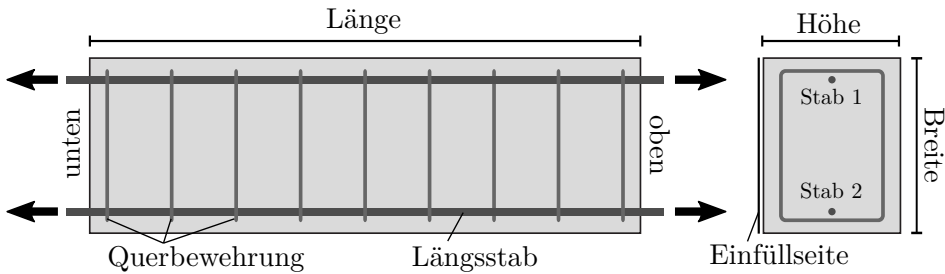


Abbildung B.84: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

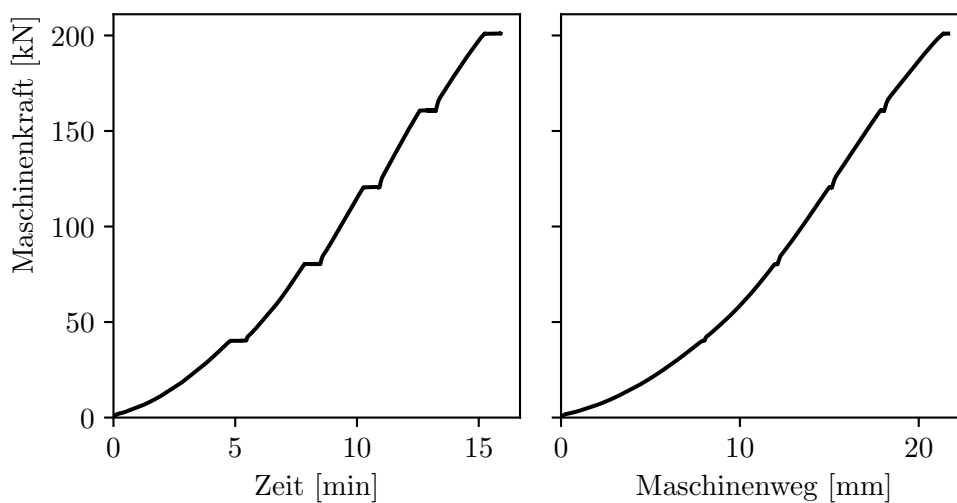
ZDK-18*(Interne Bezeichnung: S15 V1)*Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s Querbewehrung: $\varnothing 8 / 150$ mm

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 42,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 37,8 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,24 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,91 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,685 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-18****Abbildung B.85:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-18

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-18 (Stab 1)

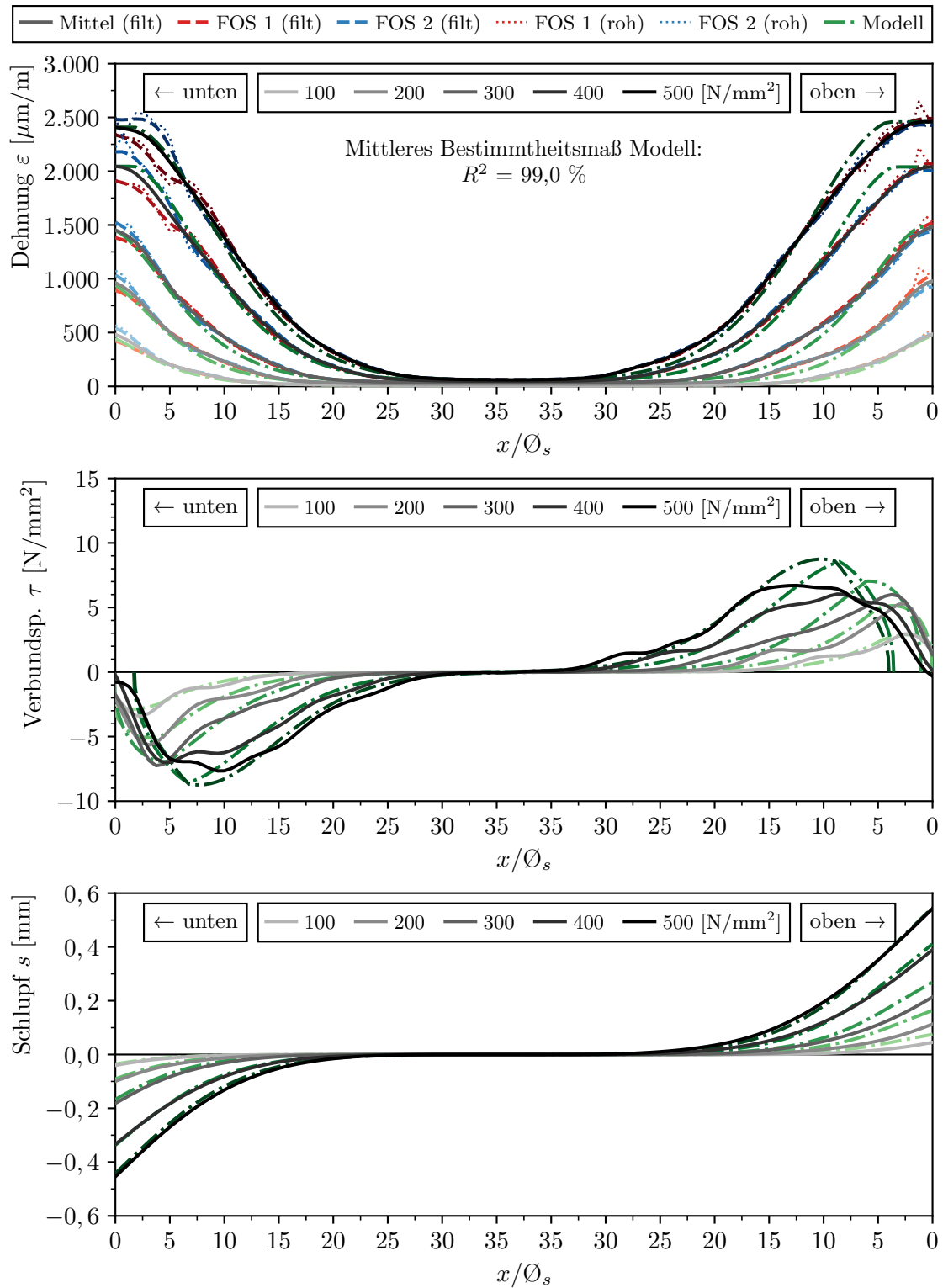


Abbildung B.86: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-18 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-18 (Stab 2)

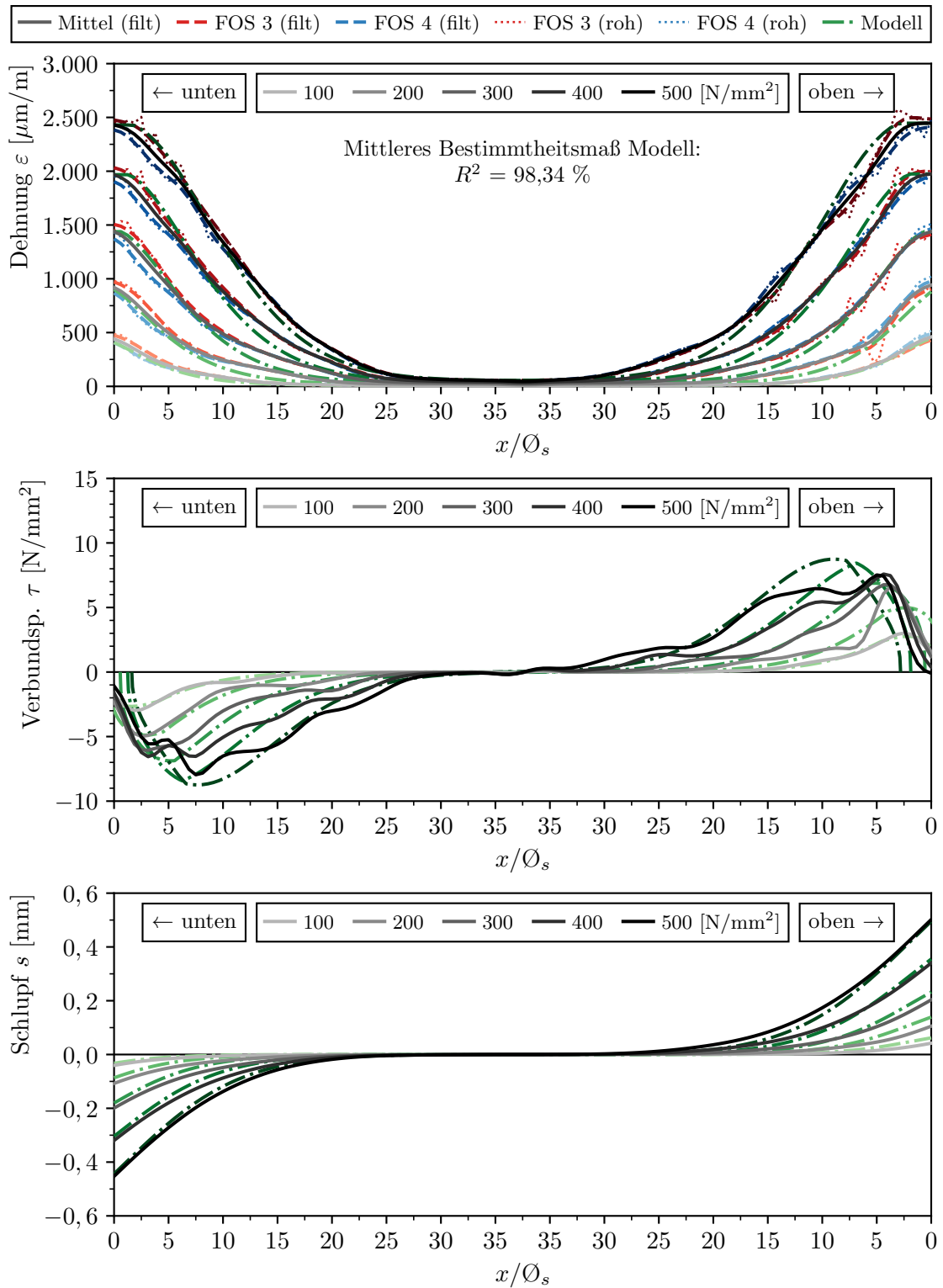
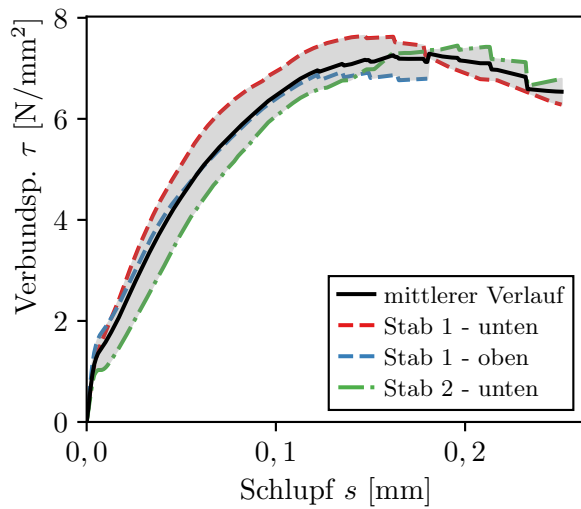


Abbildung B.87: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-18 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-18



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,58 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,45 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,29 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,18 \text{ mm}$$

Abbildung B.88: V-S-Beziehung ZDK-18 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-18

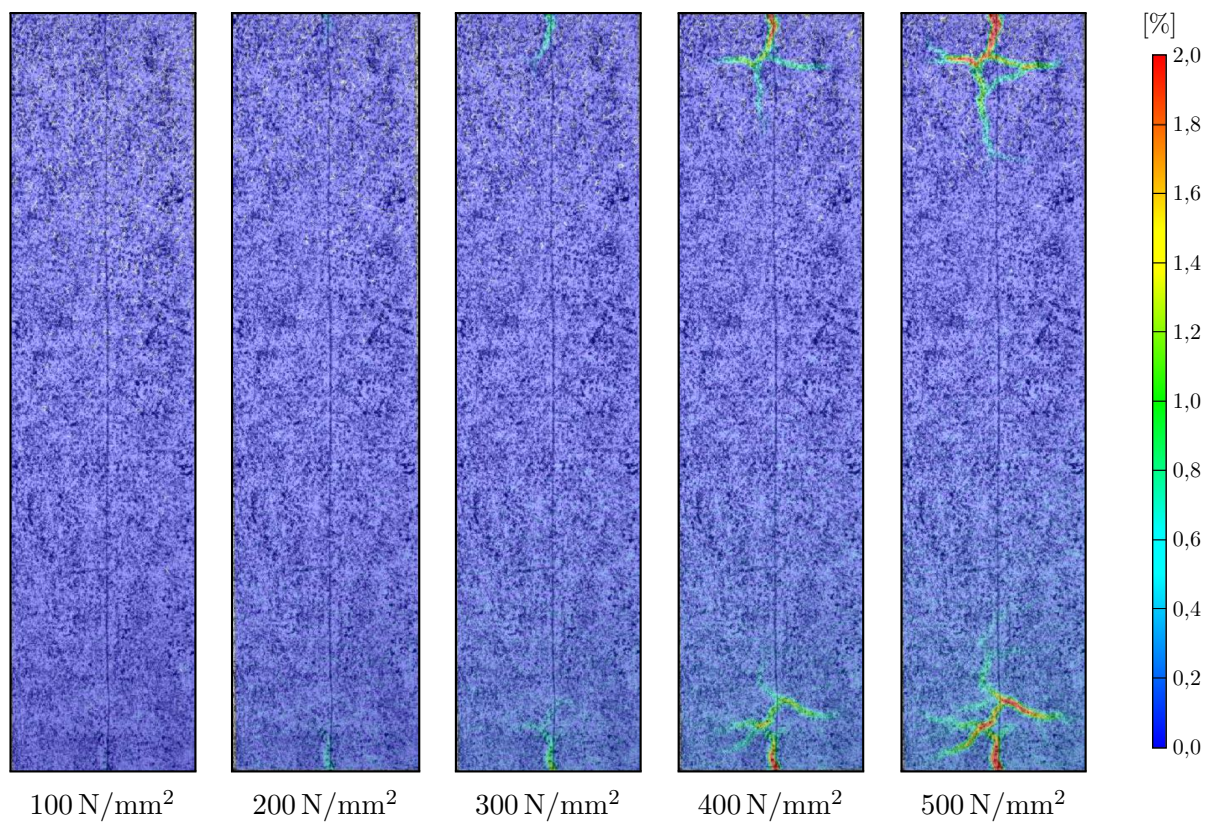
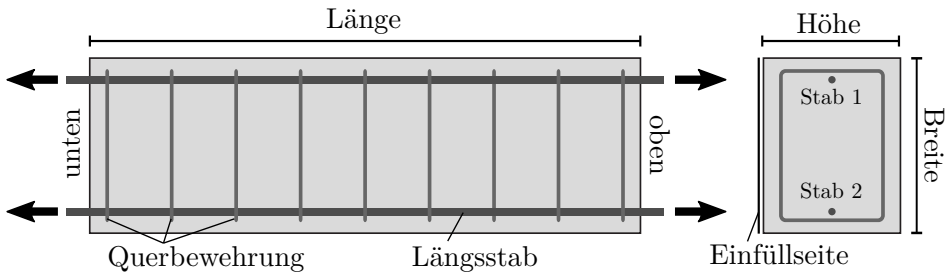


Abbildung B.89: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

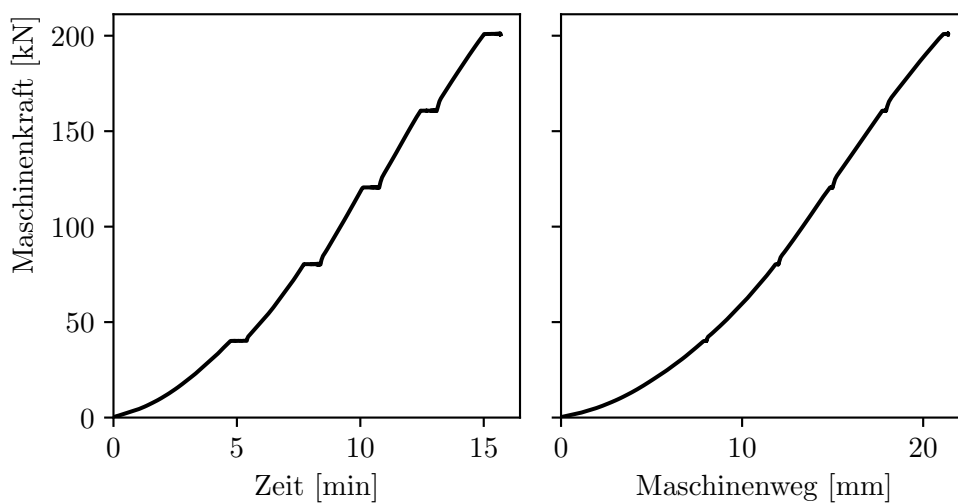
ZDK-19*(Interne Bezeichnung: S15 V2)*Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s Querbewehrung: $\varnothing 8 / 150$ mm

Verbundbedingungen: mäßig

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 42,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 37,8 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,24 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,91 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,685 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-19****Abbildung B.90:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-19

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-19 (Stab 1)

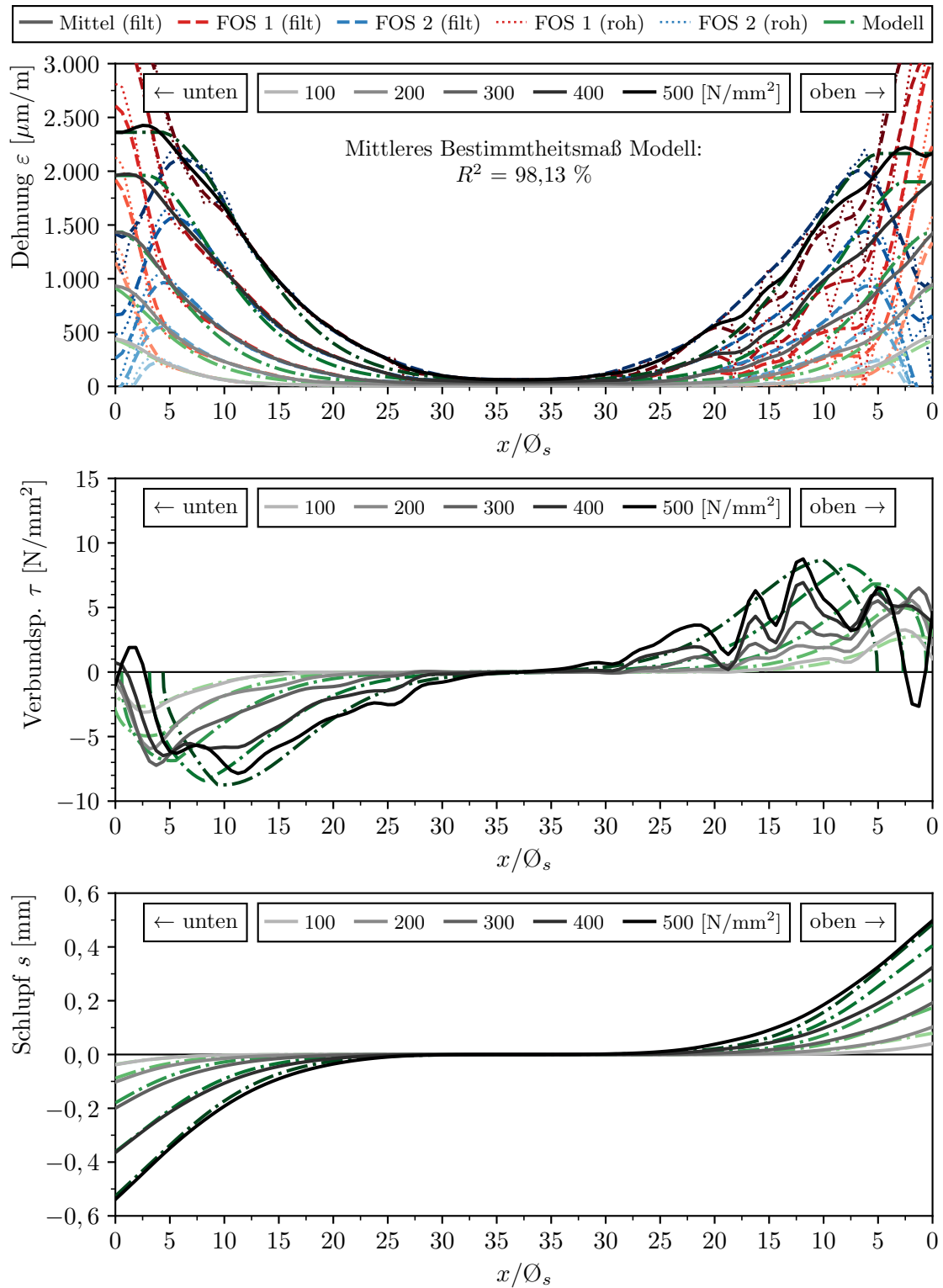


Abbildung B.91: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-19 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-19 (Stab 2)

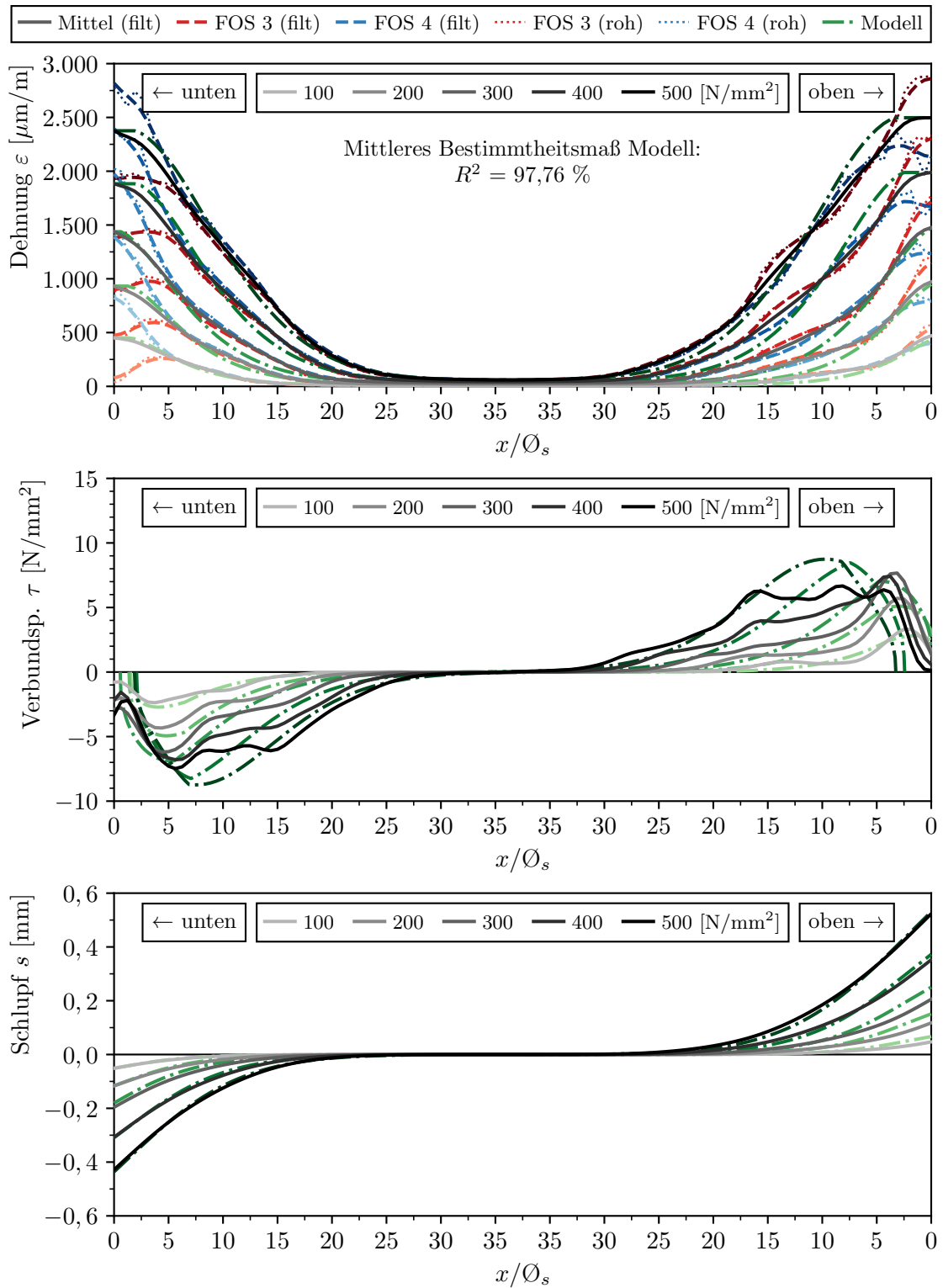
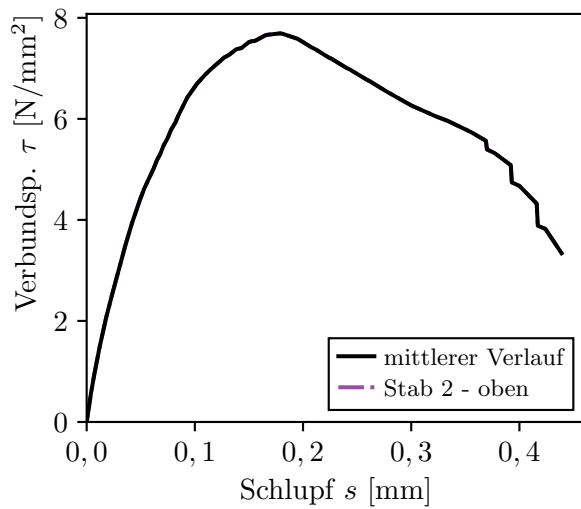


Abbildung B.92: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-19 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-19



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,27 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,69 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,18 \text{ mm}$$

Abbildung B.93: V-S-Beziehung ZDK-19 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-19

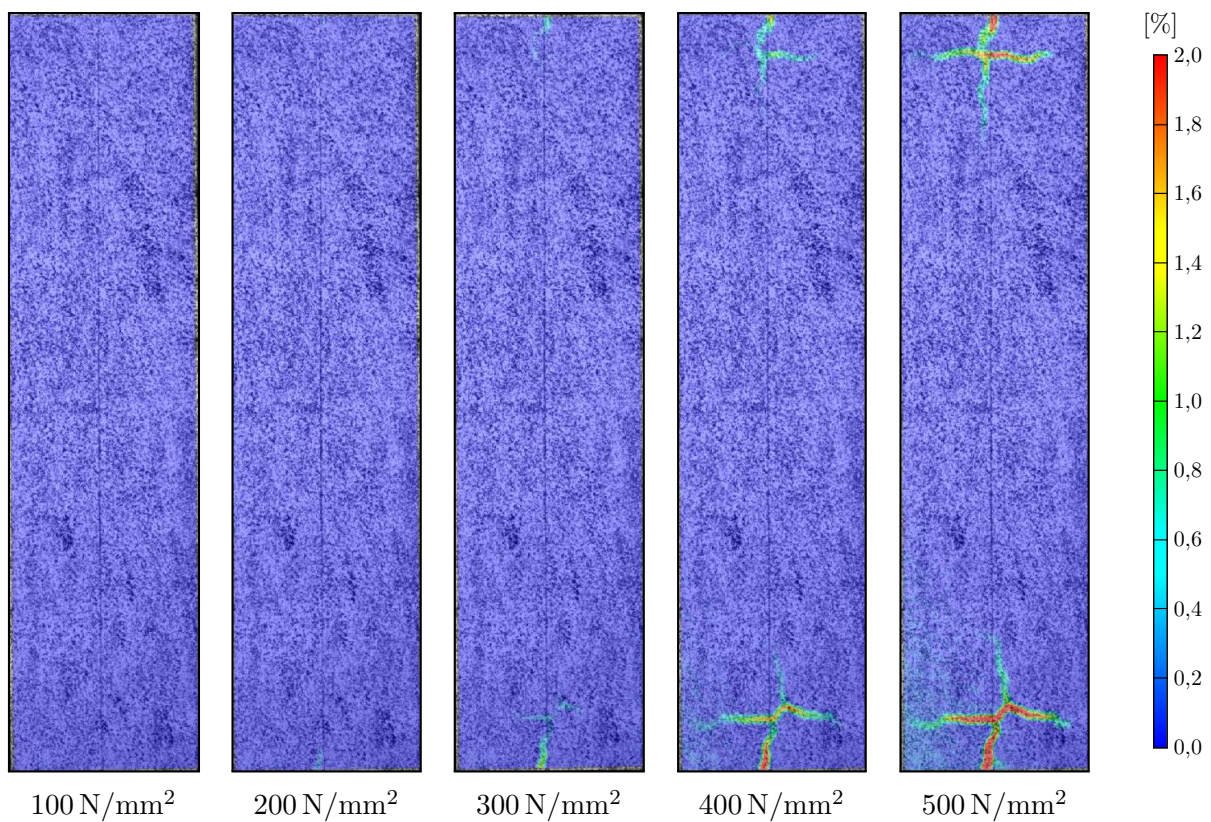
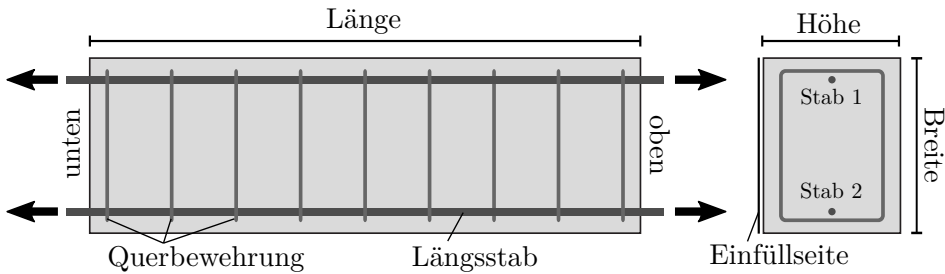


Abbildung B.94: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

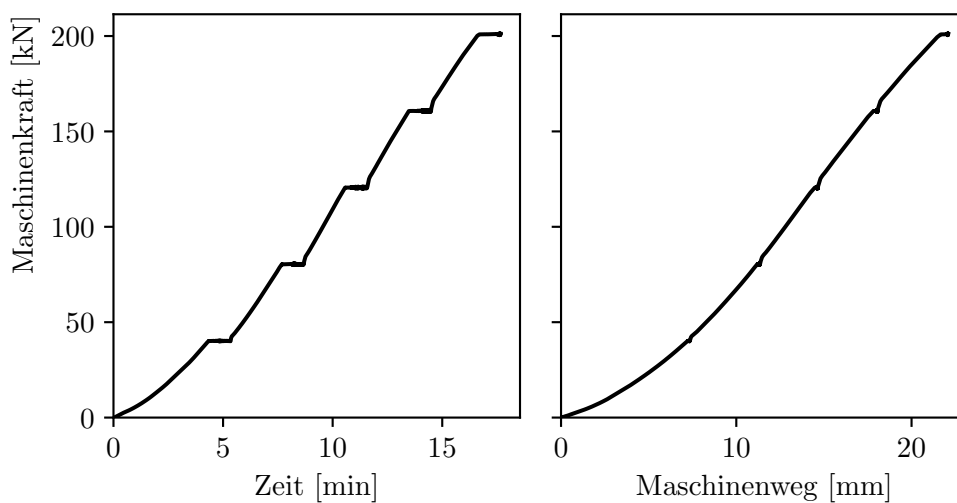
ZDK-20*(Interne Bezeichnung: S16 E3)*Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s Querbewehrung: $\varnothing 10 / 150$ mm

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 42,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 38,0 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,88 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,59 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,580 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-20****Abbildung B.95:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-20

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-20 (Stab 1)

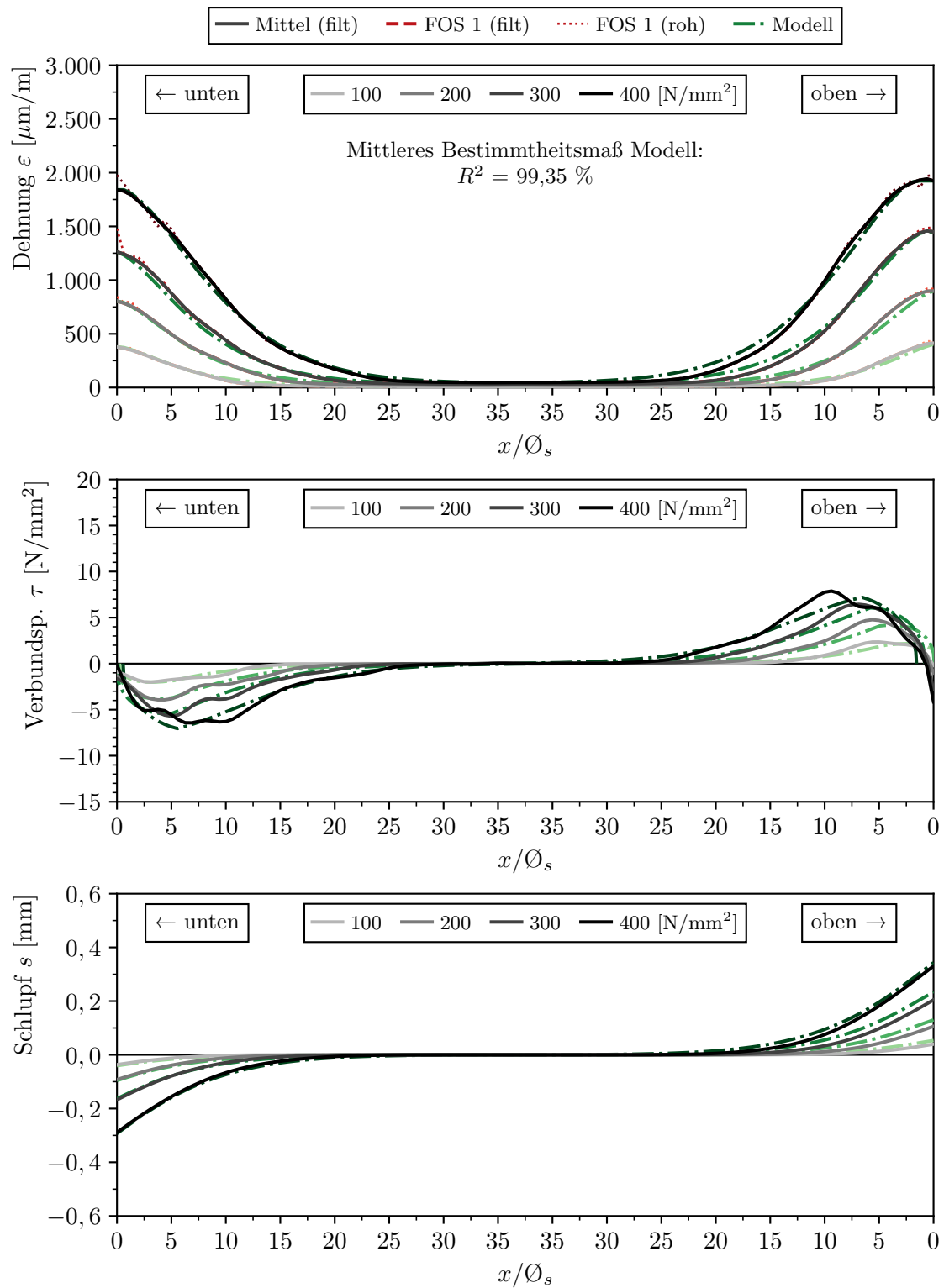


Abbildung B.96: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-20 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-20 (Stab 2)

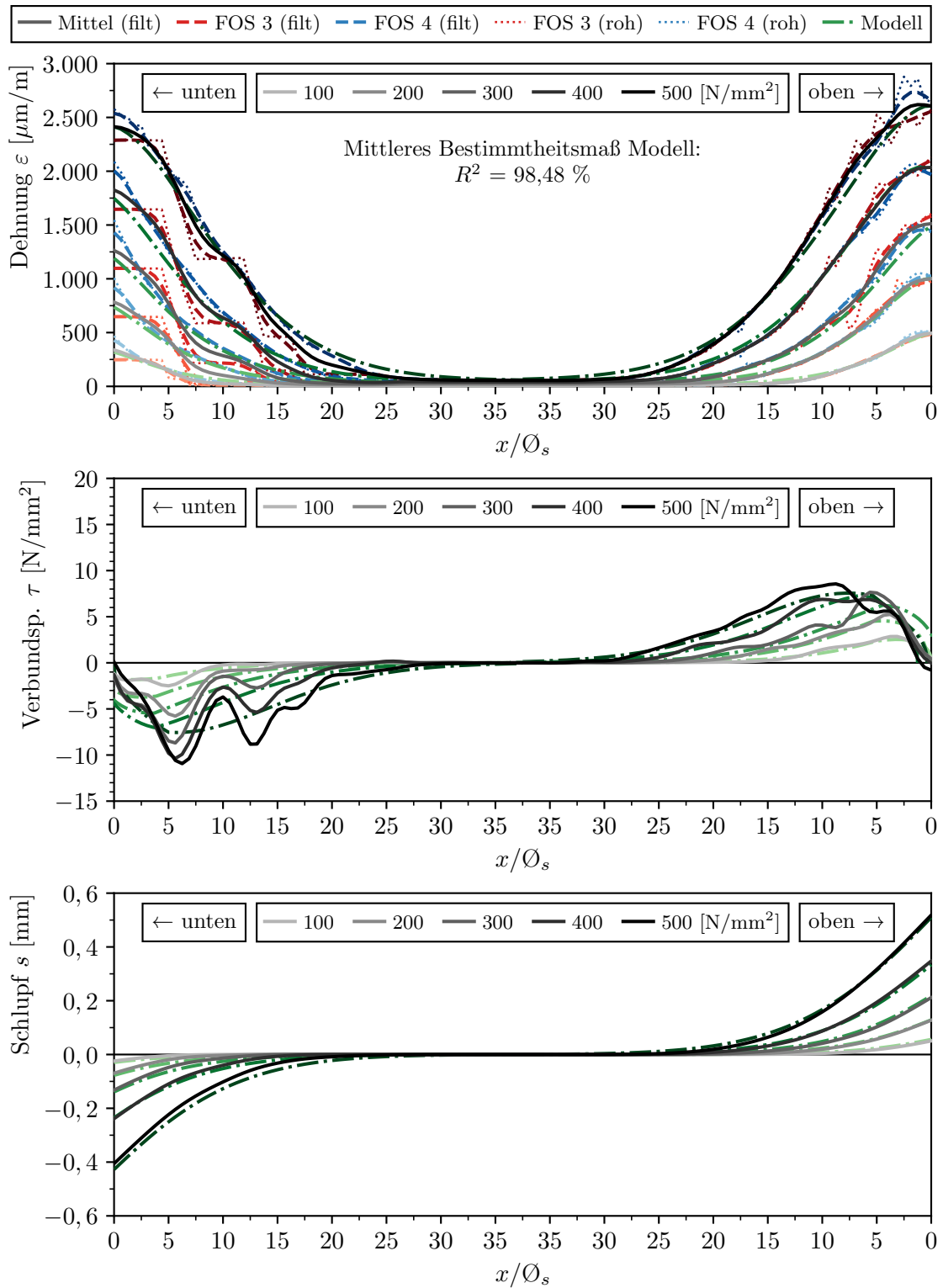
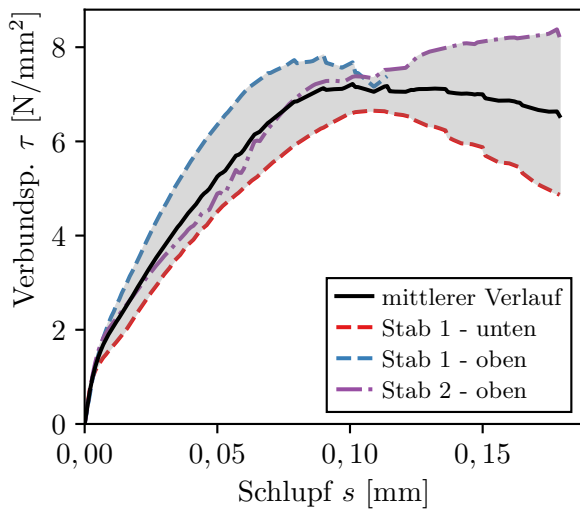


Abbildung B.97: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-20 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-20



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 7,22 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,1 \text{ mm}$$

Abbildung B.98: V-S-Beziehung ZDK-20 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-20

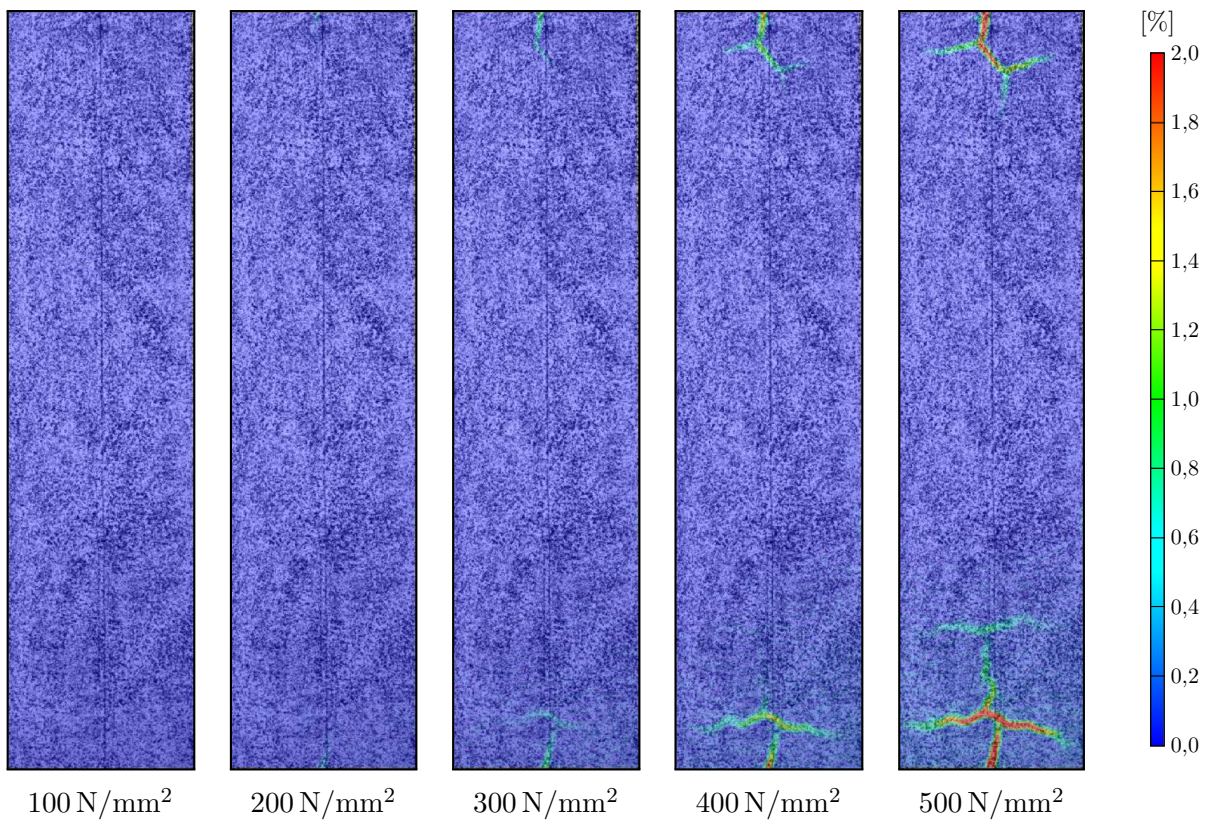
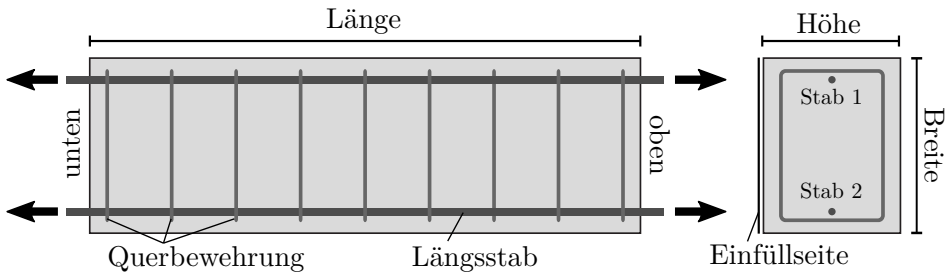


Abbildung B.99: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

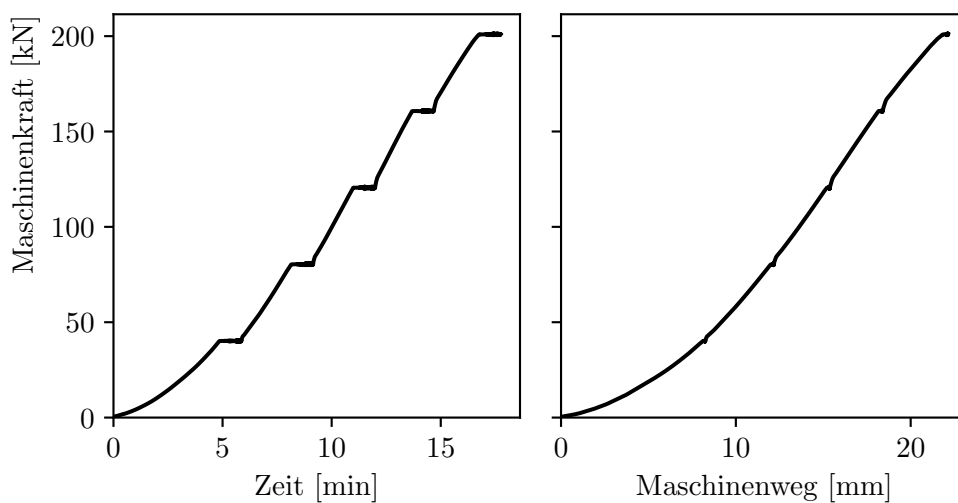
ZDK-21*(Interne Bezeichnung: S16 E4)*Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s Querbewehrung: $\varnothing 10 / 150$ mm

Verbundbedingungen: mäßig

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 42,2 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 38,0 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,88 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,59 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,580 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-21****Abbildung B.100:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-21

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-21 (Stab 1)

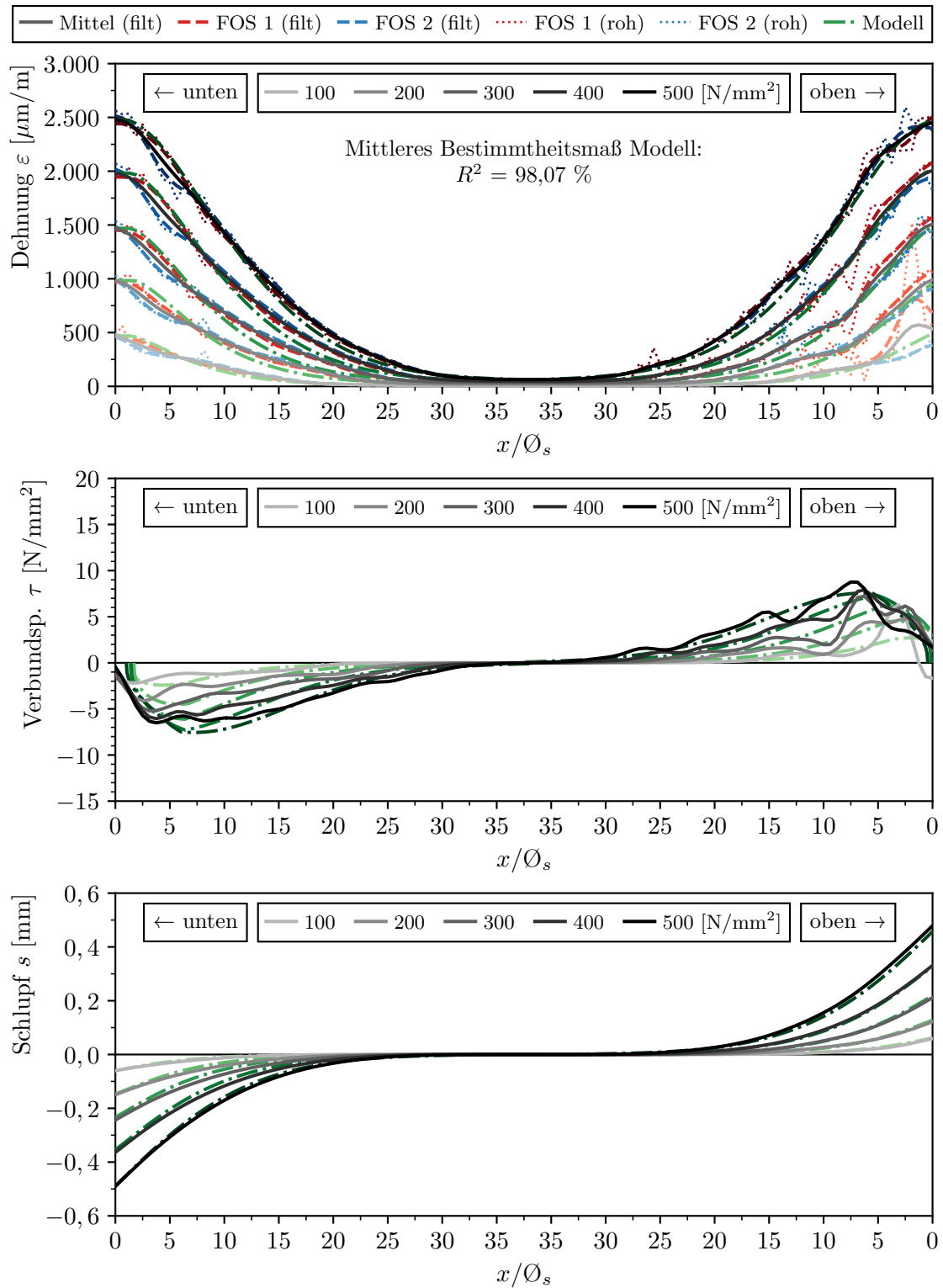


Abbildung B.101: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-21 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-21 (Stab 2)

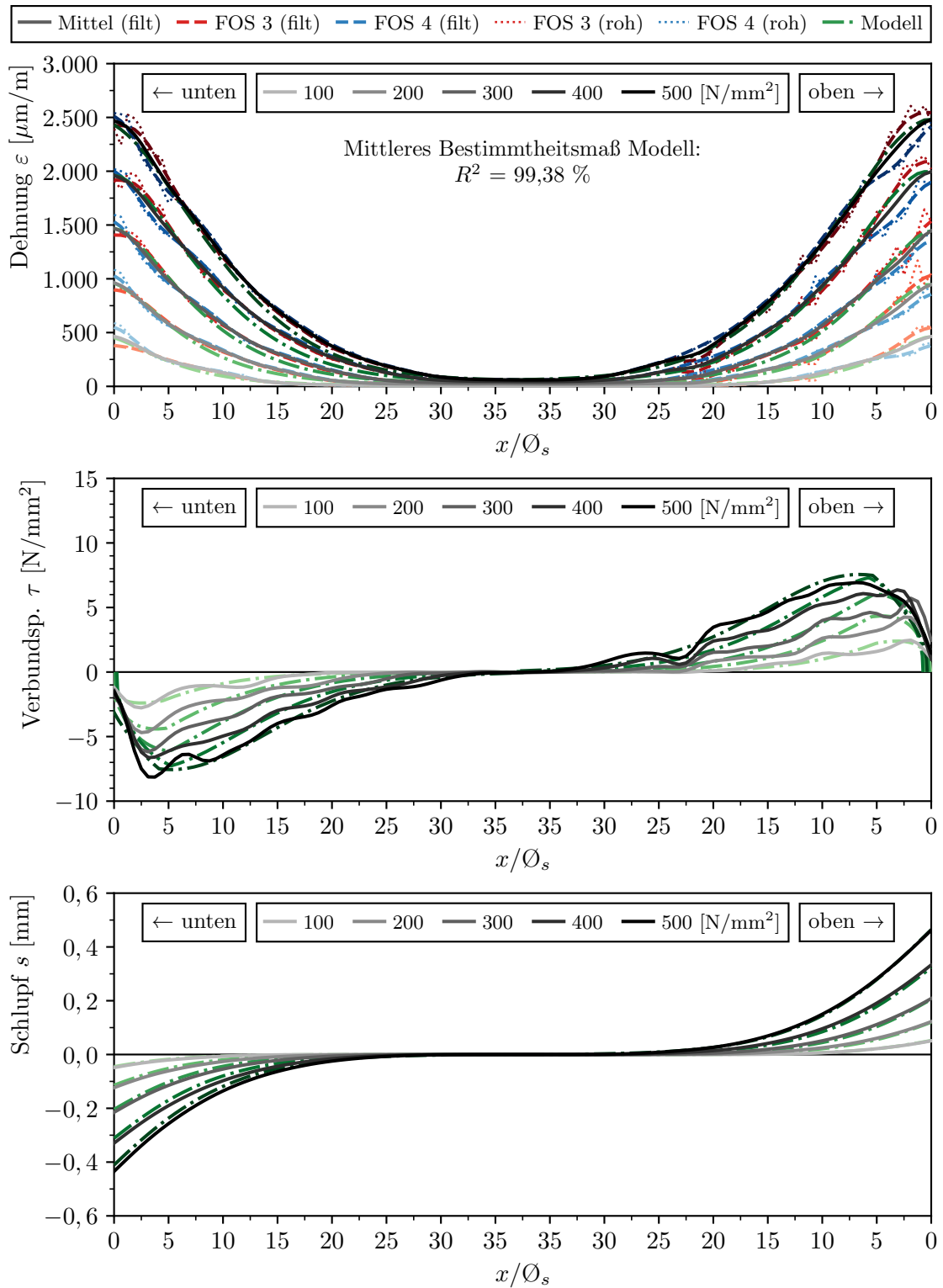
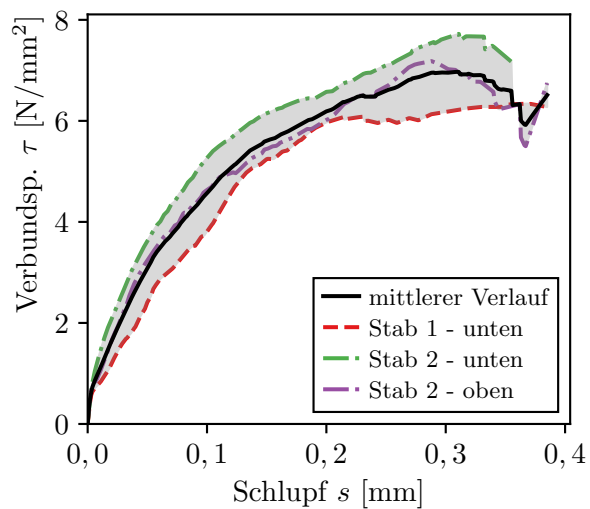


Abbildung B.102: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-21 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-21



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 3,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 4,57 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 6,97 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,31 \text{ mm}$$

Abbildung B.103: V-S-Beziehung ZDK-21 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-21

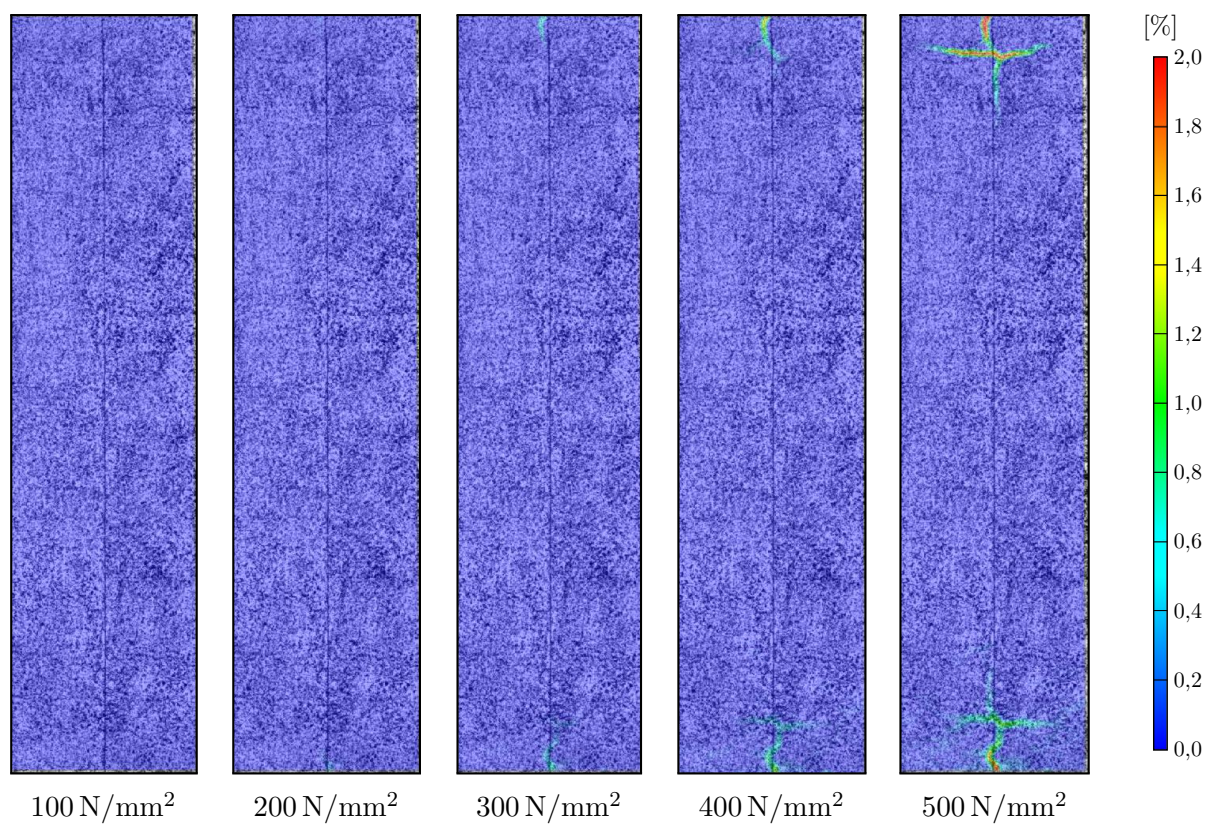
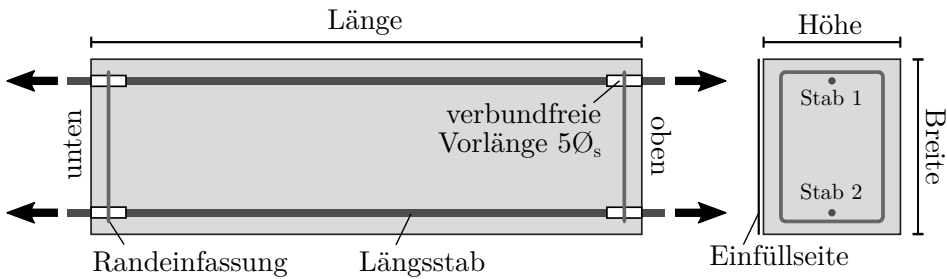


Abbildung B.104: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-22*(Interne Bezeichnung: S21 E18)*Konstruktive Durchbildung

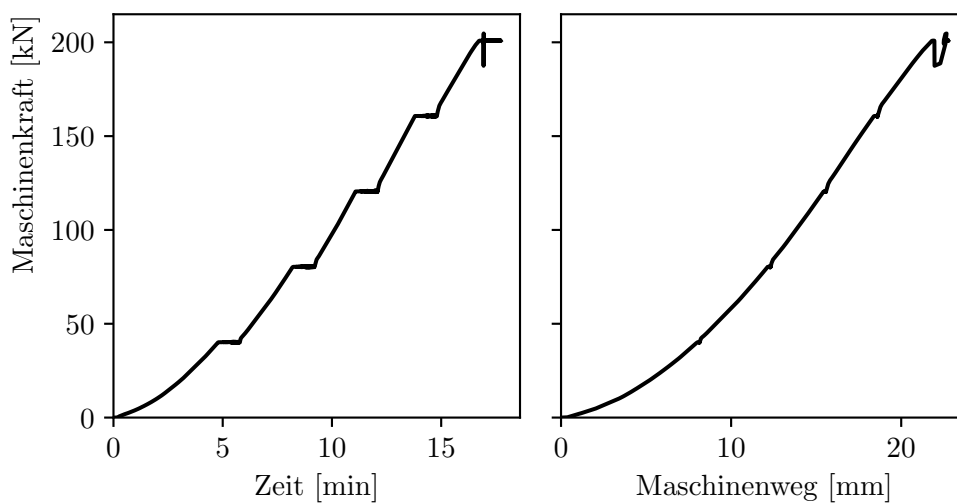
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 350 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 1,5 \varnothing_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 41,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 36,8 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,28 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 32\,455 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-22****Abbildung B.105:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-22

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-22 (Stab 1)

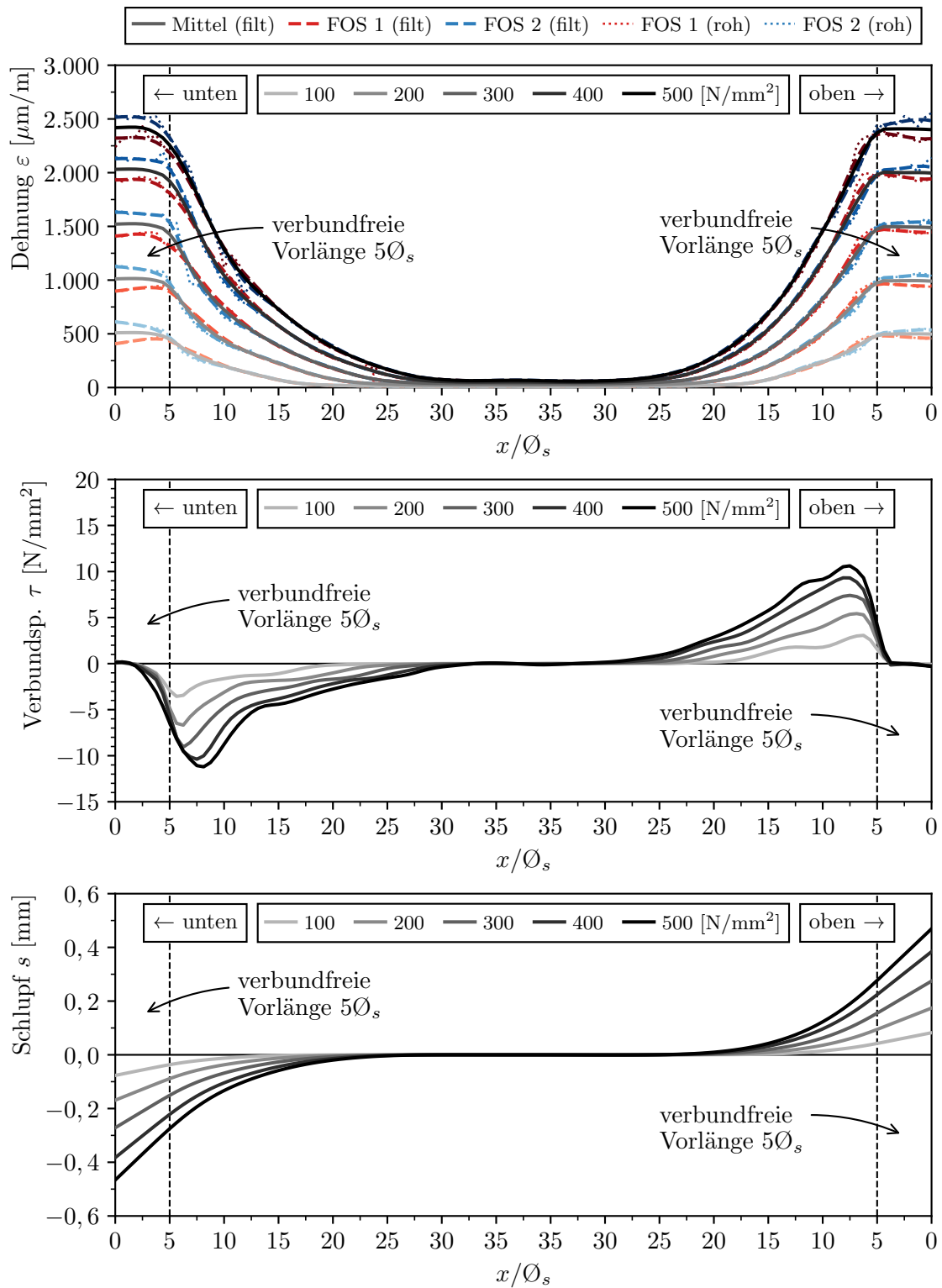


Abbildung B.106: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-22 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-22 (Stab 2)

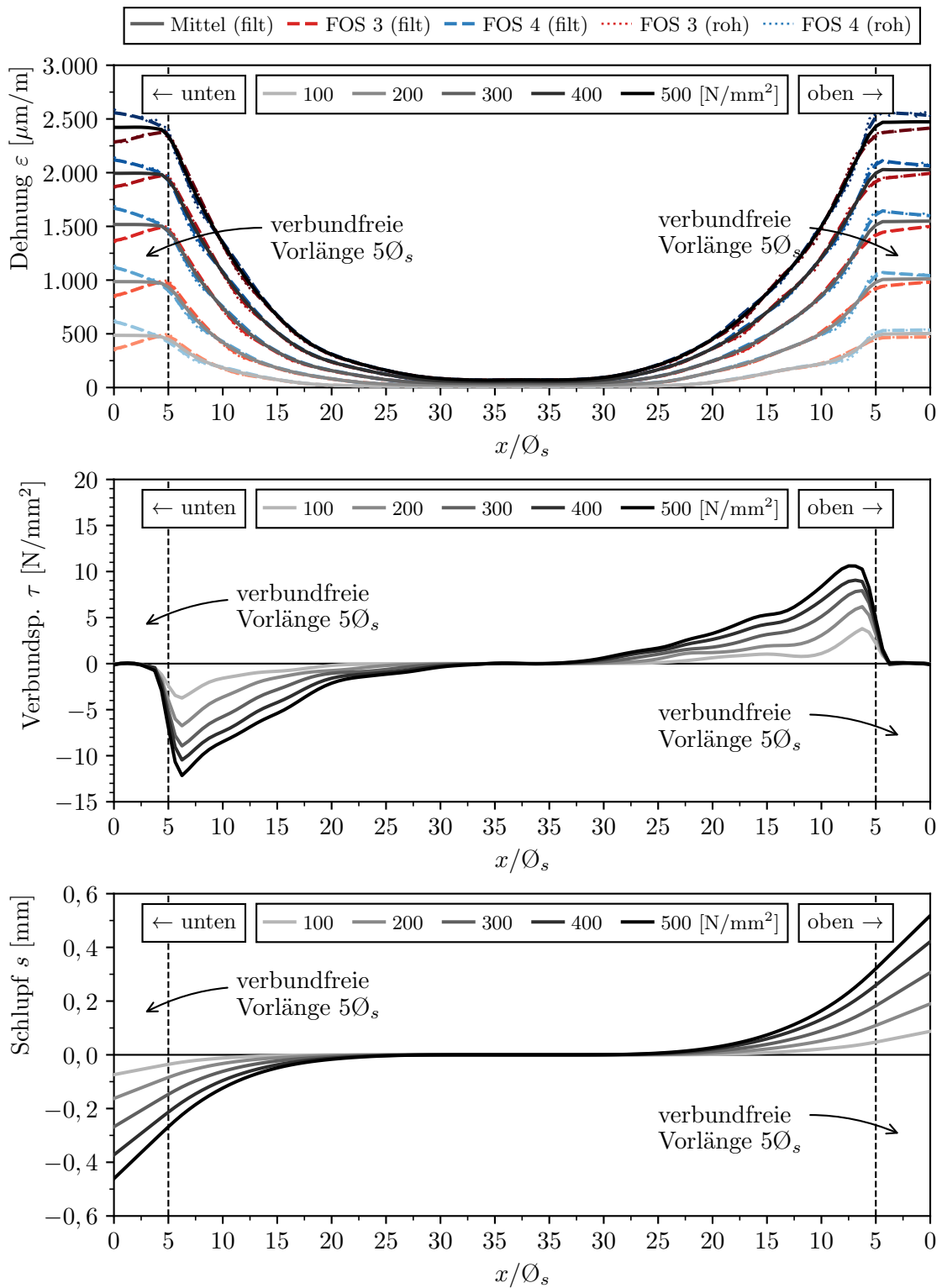
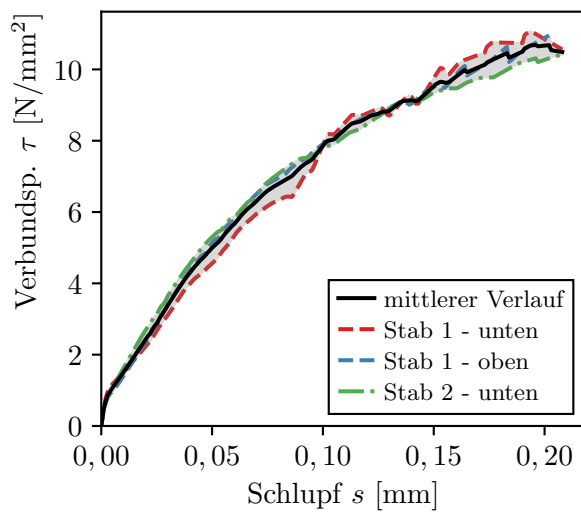


Abbildung B.107: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-22 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-22



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 10,68 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,2 \text{ mm}$$

Abbildung B.108: V-S-Beziehung ZDK-22 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-22

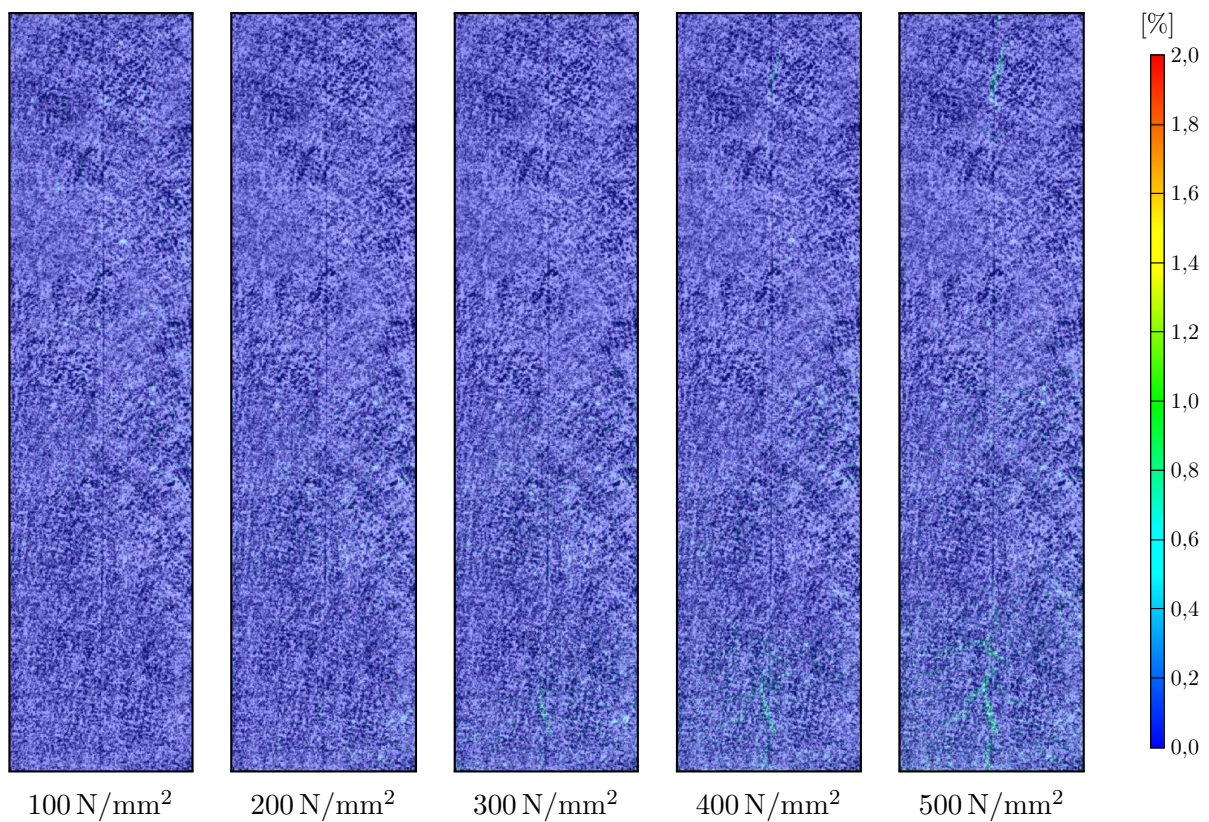
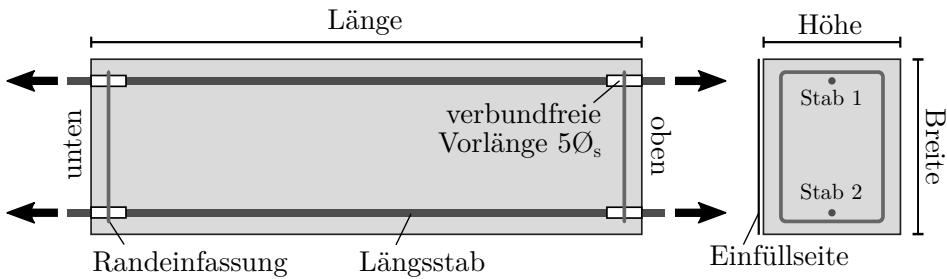


Abbildung B.109: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

ZDK-23*(Interne Bezeichnung: S21 E17)*Konstruktive Durchbildung

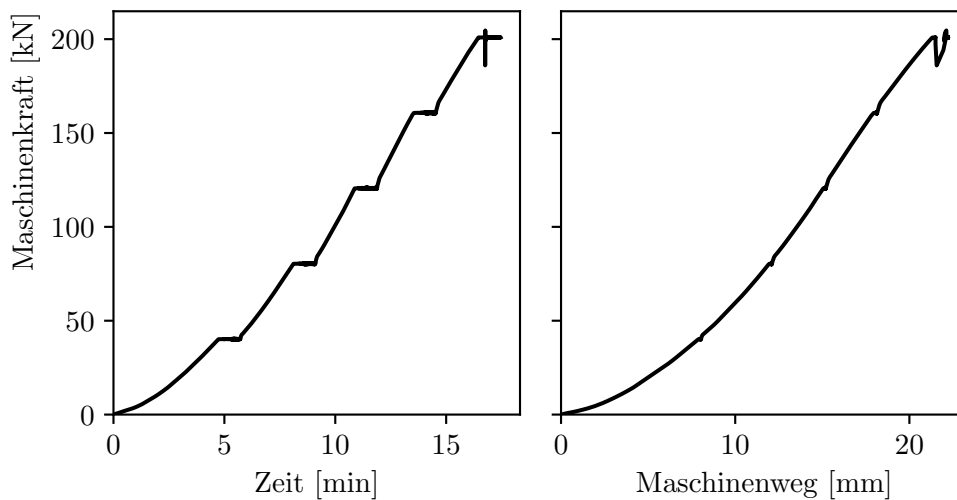
Länge x Breite x Höhe: 1200 x 382 x 300 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

Bez. Betondeckung: 2,5 \O_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{\text{cm,cube}} = 41,1 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{cm,cyl}} = 36,8 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{\text{ctm,sp}} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{ctm}} = 2,28 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 32\,455 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch ZDK-23****Abbildung B.110:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-23

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-23 (Stab 1)

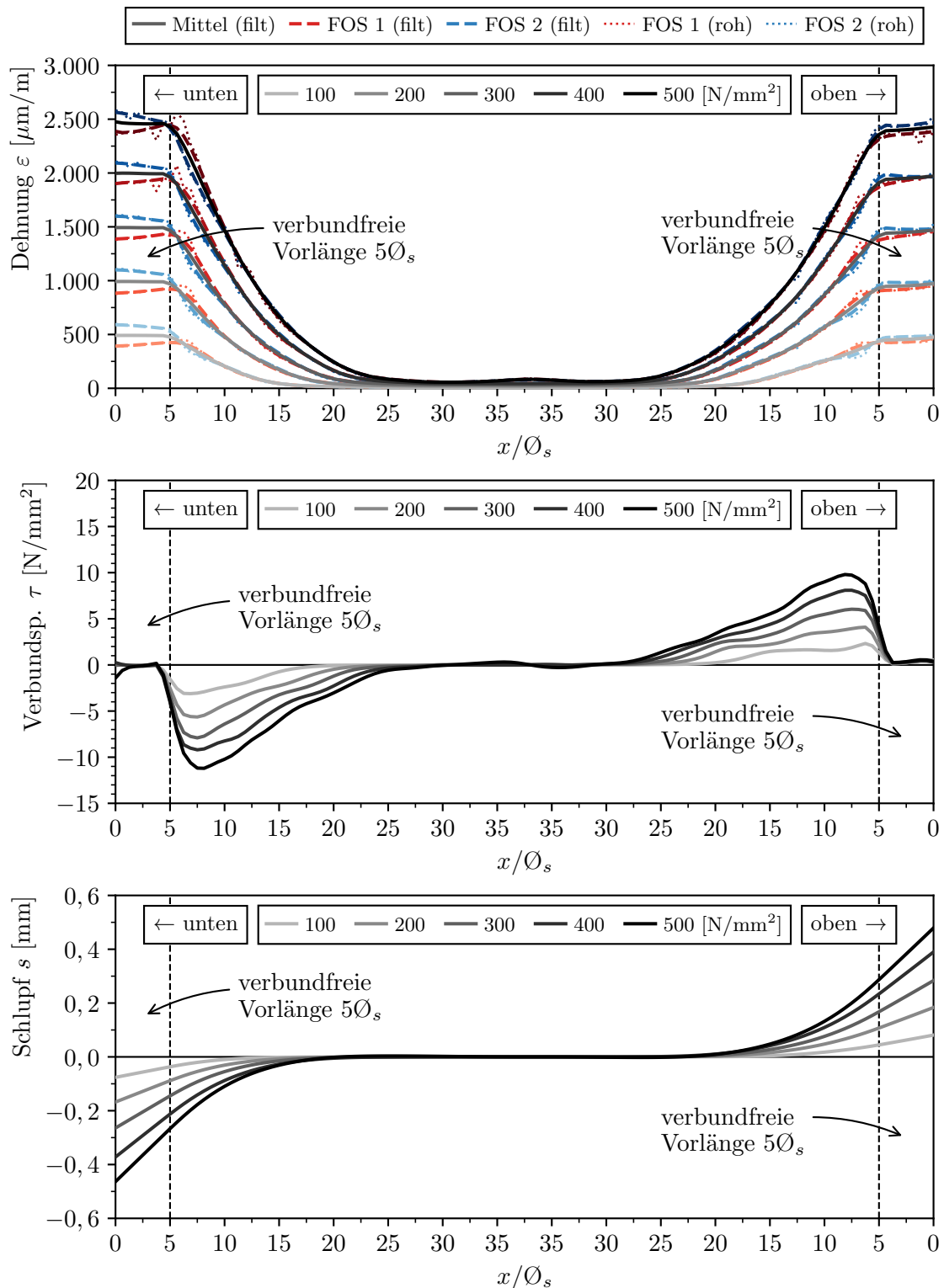


Abbildung B.111: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-23 (Stab 1)

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch ZDK-23 (Stab 2)

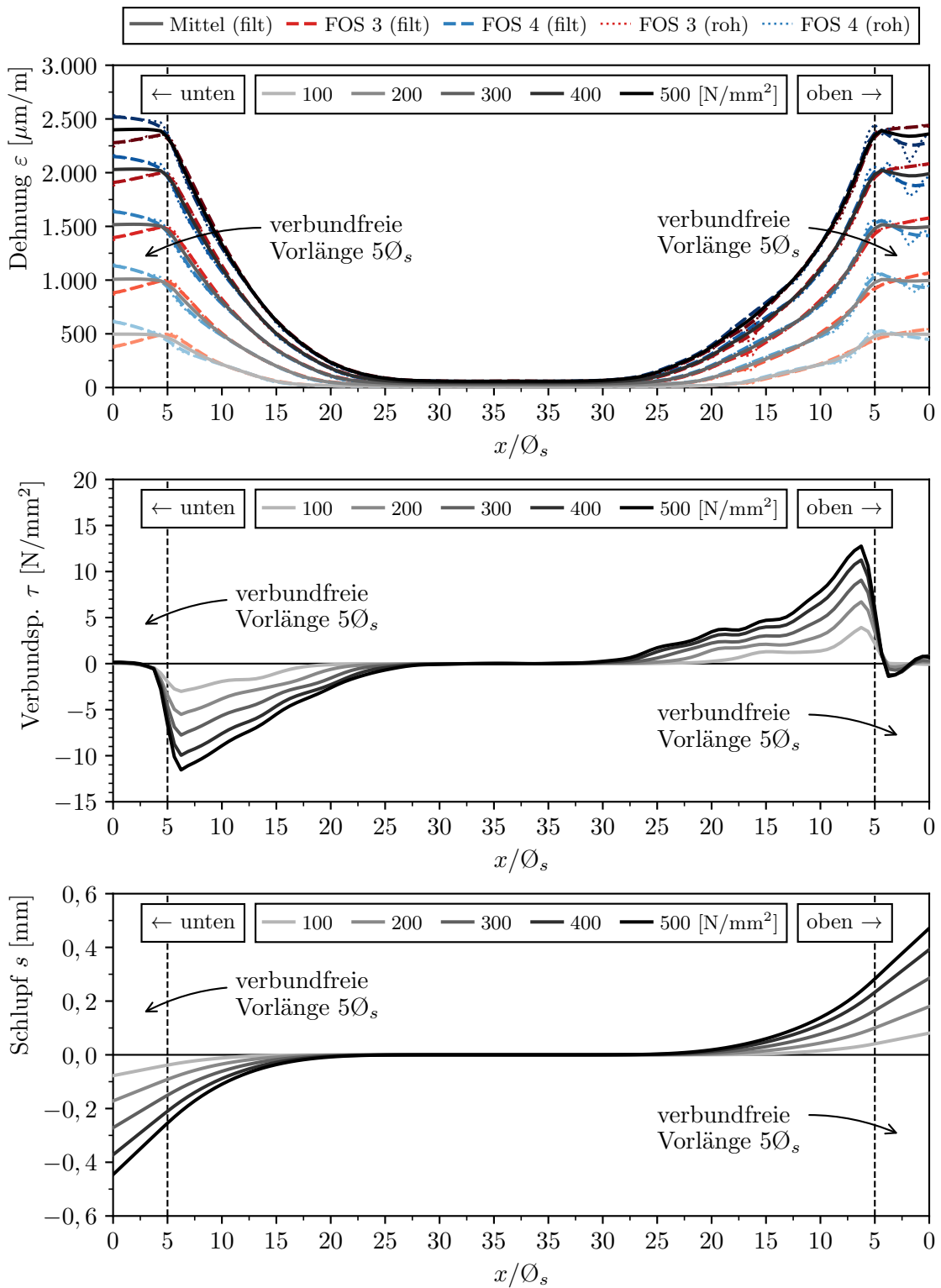
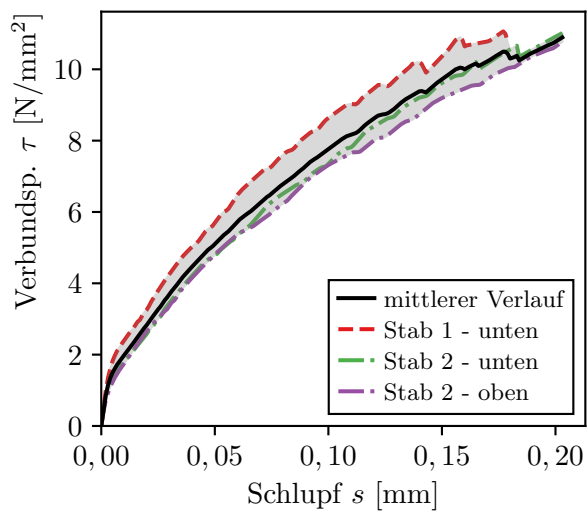


Abbildung B.112: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-23 (Stab 2)

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch ZDK-23



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,77 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 10,89 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,2 \text{ mm}$$

Abbildung B.113: V-S-Beziehung ZDK-23 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch ZDK-23

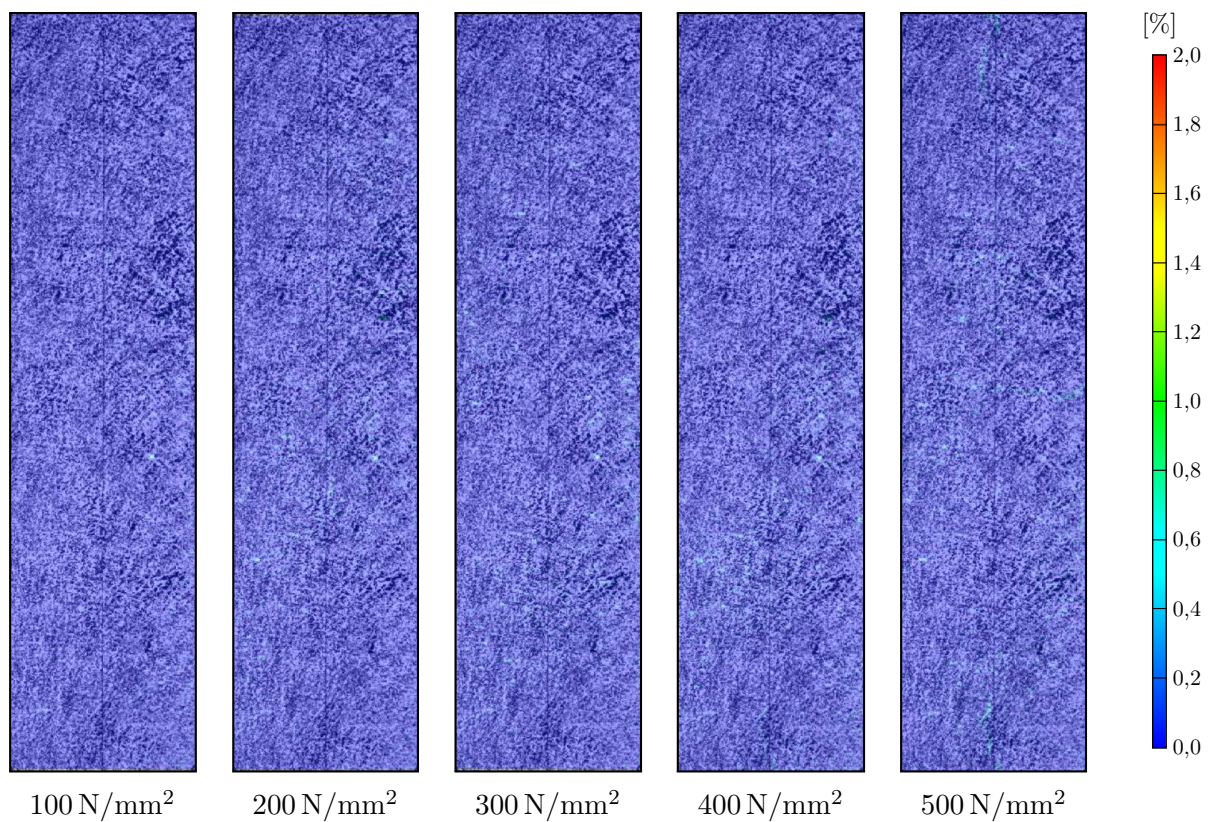


Abbildung B.114: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

B.2 Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben

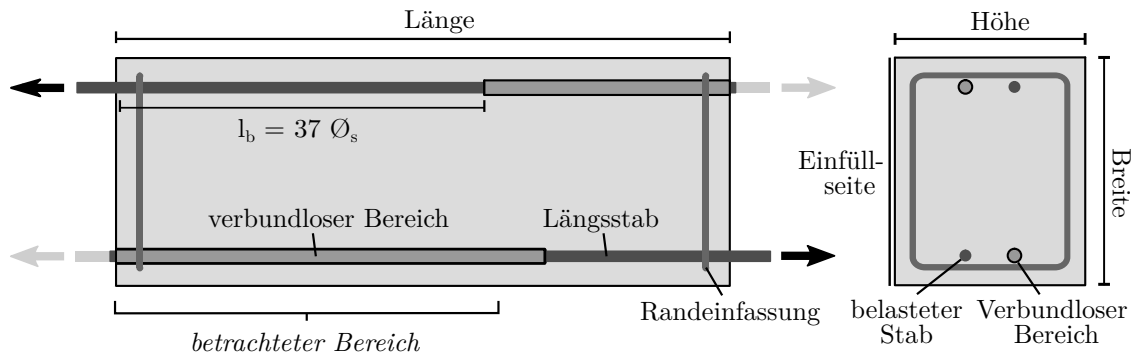
Nachfolgend sind die Messergebnisse der experimentellen Untersuchungen der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben dokumentiert. Der Aufbau der Versuche orientierte sich an den zentrischen Dehnkörpern, jedoch wurden zur Untersuchung unterschiedlicher Verbundlängen vier versetzt angeordnete Bewehrungsstäbe in den Versuchskörper eingebracht und am unbelasteten Stabende bereichsweise mit einer Hülse isoliert. In jedem Dehnkörperversuch wurden zwei Teilbereiche bzw. Teilversuche mit unterschiedlichen Verbundlängen untersucht. Die Schlupfmessung erfolgte am belasteten und unbelasteten Stabende mit induktiven Wegaufnehmern.

Für jeden Teilversuch sind der Versuchsablauf mit Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm, die Messungen der faseroptischen Dehnungsmessung sowie die Hauptformänderungen und die Rissbildung aus den DIC-Messungen für die Laststufen 100 N/mm^2 , 200 N/mm^2 , 300 N/mm^2 , 400 N/mm^2 und 500 N/mm^2 bzw. der Maximalkraft dargestellt. Jeder der vier Längsbewehrungsstäbe wurde mit zwei gegenüberliegenden Polyimidfasern instrumentiert (FOS 1/FOS 2, FOS 3/FOS 4, FOS 5/FOS 6 und FOS 7/FOS 8). Um eine präzise Messung zu erhalten und um mögliche Auswirkungen der Stabbiegung zu kompensieren, wurden die gegenüberliegenden Messungen der Stäbe zu Mittelwerten zusammengefasst. Störungen und Messartefakte bei der Dehnungsmessung haben einen erheblichen Einfluss auf die durch numerische Differentiation ermittelte Verbundspannungsverteilung. Um diese Einflüsse zu reduzieren, wurden analog zu den Dehnkörperversuchen effektive Filteroperatoren auf die Rohdaten der Messungen angewendet. In der Ergebnisdokumentation der zentrischen Dehnkörperversuche sind die Rohdaten der Messungen dargestellt. Die gefilterten Dehnungsverläufe (filt) und die Rohdaten der Dehnungsmessungen (roh) sind bis auf lokale Messartefakte und Abweichungen nahezu deckungsgleich.

Für die Modellbildung wurden Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen aus den faseroptischen Dehnungsmessungen abgeleitet. Das Vorgehen ist in Abschnitt 3.3.5 beschrieben. Die Versuche wurden mit dem in Kapitel 4 dargestellten Verbundmodell nachgerechnet und den faseroptischen Dehnungsmessungen in den Ergebnisgrafiken gegenübergestellt. Die Nachrechnungen und Messungen zeigen im Allgemeinen eine sehr gute Übereinstimmung. Aufgrund der indirekten Schlupfmessung am unbelasteten Stabende, das durch eine Hülse über einen größeren Bereich vom Verbund isoliert ist, kann die Integrationskonstante aus der Endschlupfmessung der induktiven Wegaufnehmer mit Fehlern behaftet sein. Dadurch unterliegt der gemessene Schlupfverlauf gewissen Schwankungen, so dass dieser zum Teil größere Abweichungen zu den Berechnungen aufweist.

VDK-1

(Interne Bezeichnung: S23 S2 top)



Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe:	1000x370x310 mm	Verbundlänge:	37 Ø _s
Stabdurchmesser:	16 mm	Querbewehrung:	-
Bez. Betondeckung:	2,5 Ø _s	Verbundbedingungen:	gut

Druckfestigkeit

$f_{cm,cube} =$	49,3 N/mm ²
$f_{cm,cyl} =$	40,6 N/mm ²

Zugfestigkeit

$f_{ctm,sp} =$	3,21 N/mm ²
$f_{ctm} =$	2,89 N/mm ²

E-Modul $E_c = 32\,258\text{ N/mm}^2$

Versuchsablauf von Versuch VDK-1

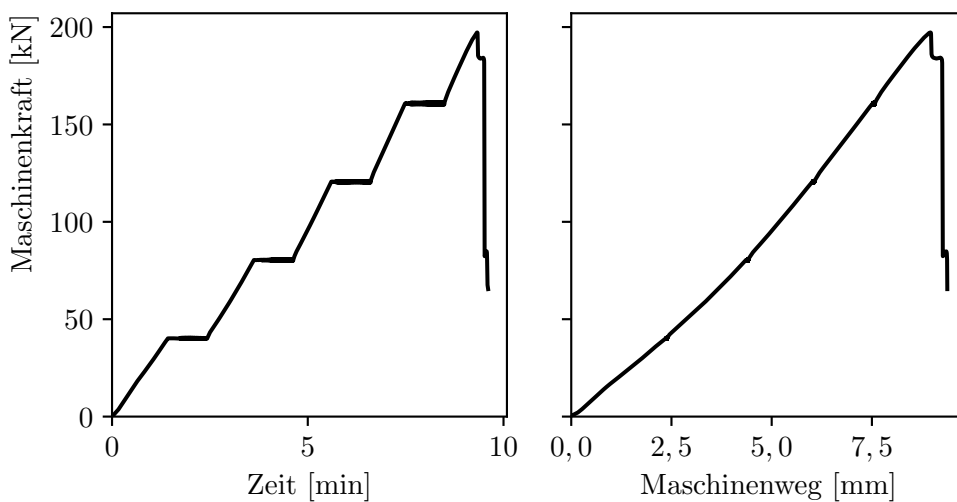
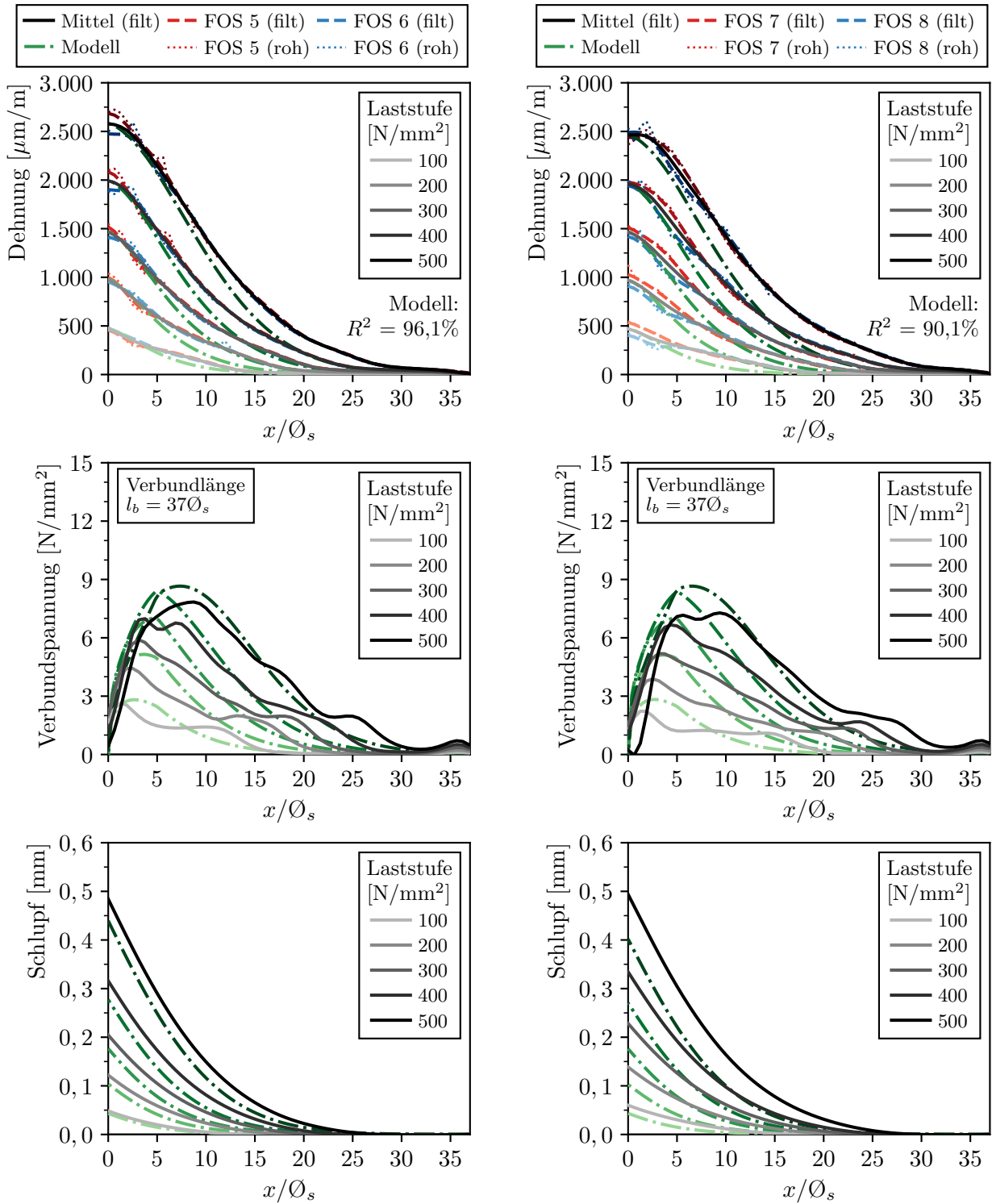


Abbildung B.115: Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-1

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-1

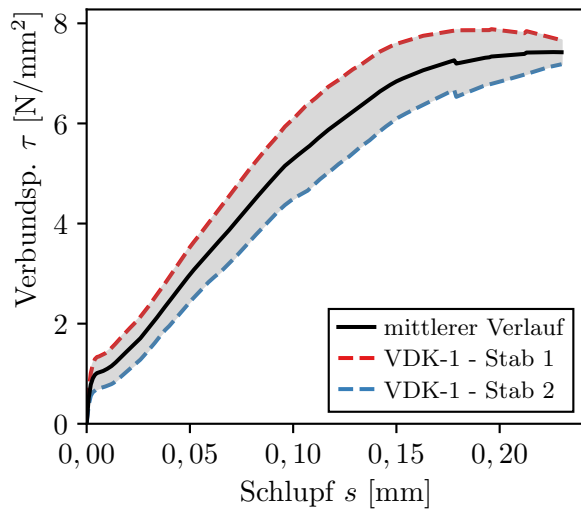


(a) VDK-1 Stab 1

(b) VDK-1 Stab 2

Abbildung B.116: Gemessene ε_s und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-1

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-1



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 2,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 5,29 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,43 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,22 \text{ mm}$$

Abbildung B.117: V-S-Beziehung VDK-1 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-1

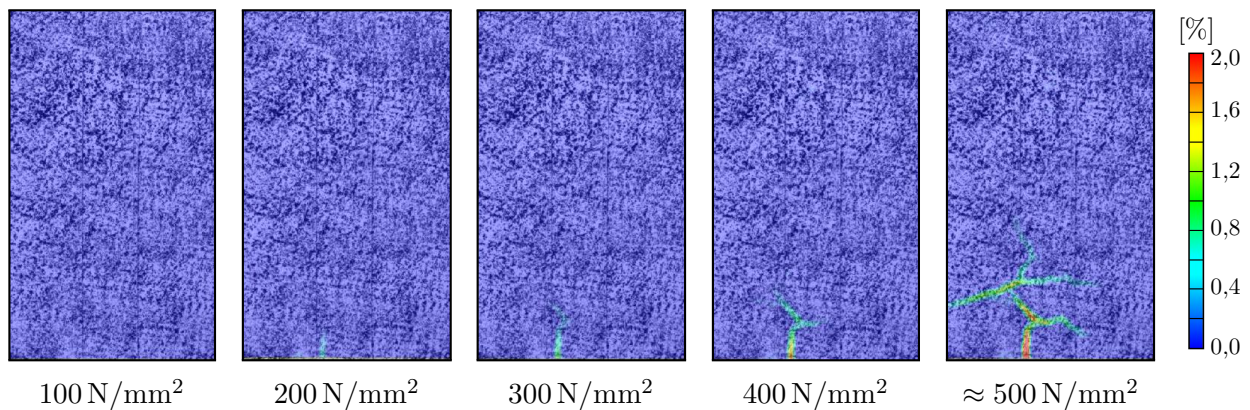
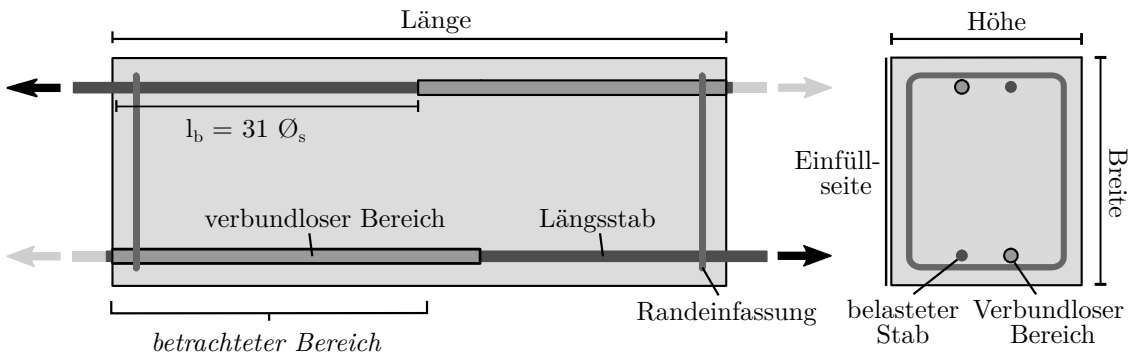


Abbildung B.118: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-2*(Interne Bezeichnung: S23 S1 top)*Konstruktive Durchbildung

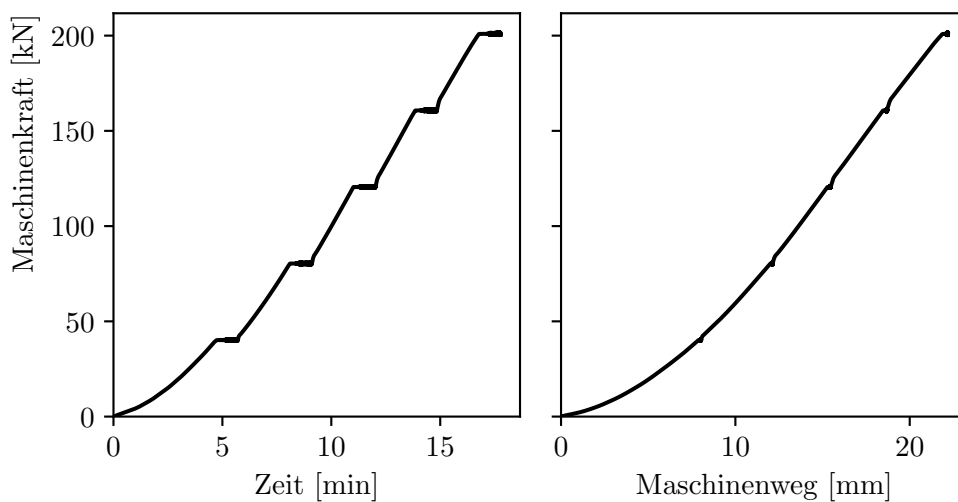
Länge x Breite x Höhe: 1000x370x310 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

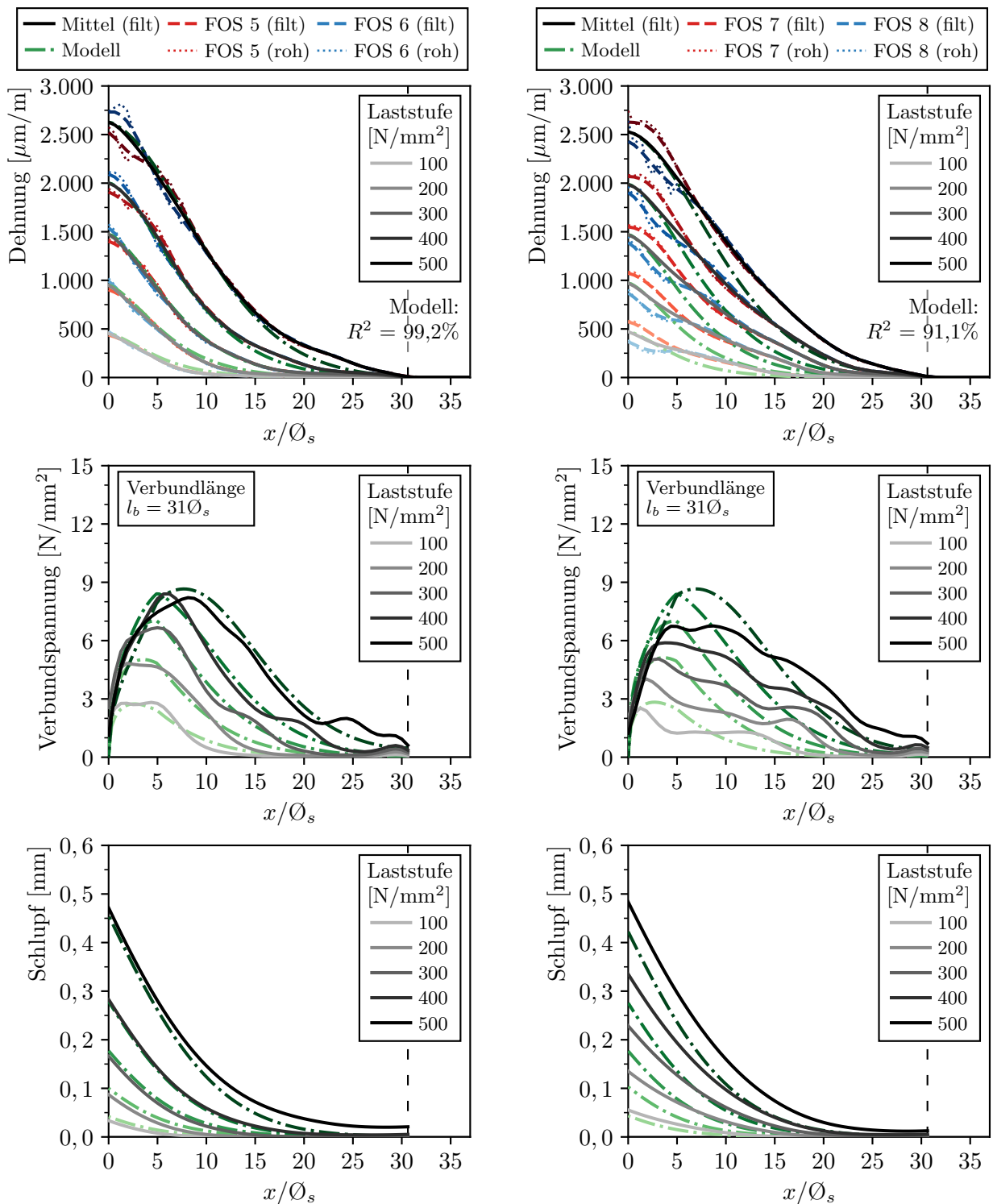
Bez. Betondeckung: 2,5 Ø_sVerbundlänge: 31 Ø_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 49,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 40,6 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,21 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,89 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 32\,258 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch VDK-2****Abbildung B.119:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-2

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-2

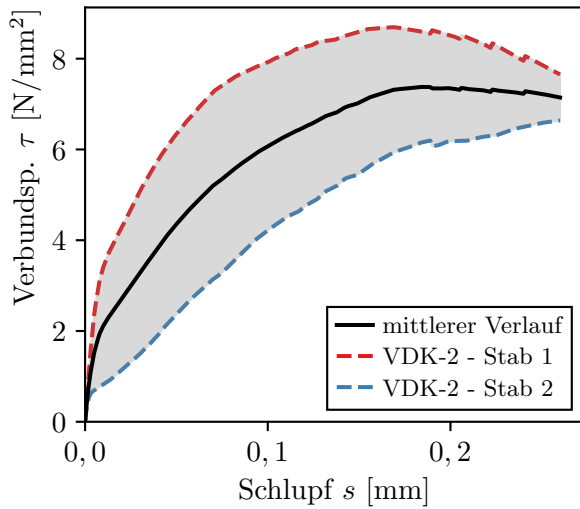


(a) VDK-2 Stab 1

(b) VDK-2 Stab 2

Abbildung B.120: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-2

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-2



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 2,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,38 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,18 \text{ mm}$$

Abbildung B.121: V-S-Beziehung VDK-2 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-2

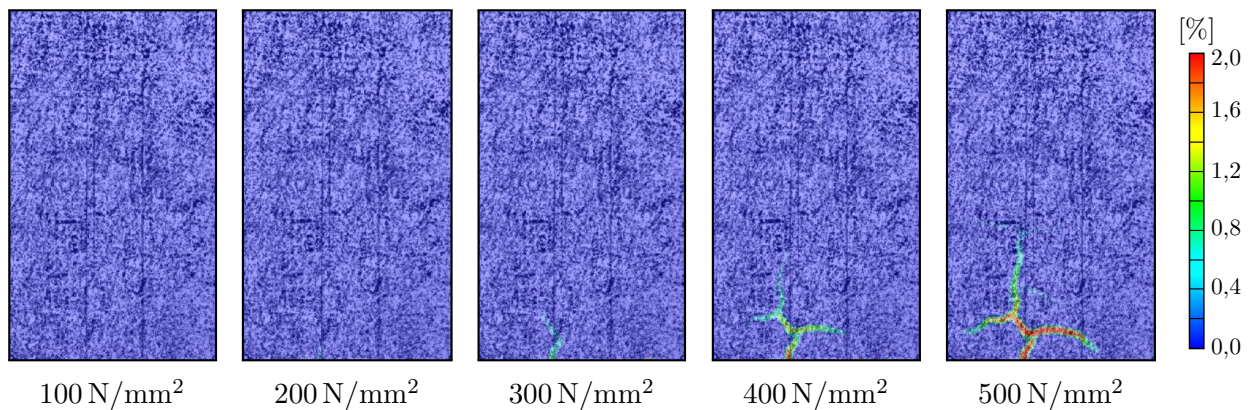
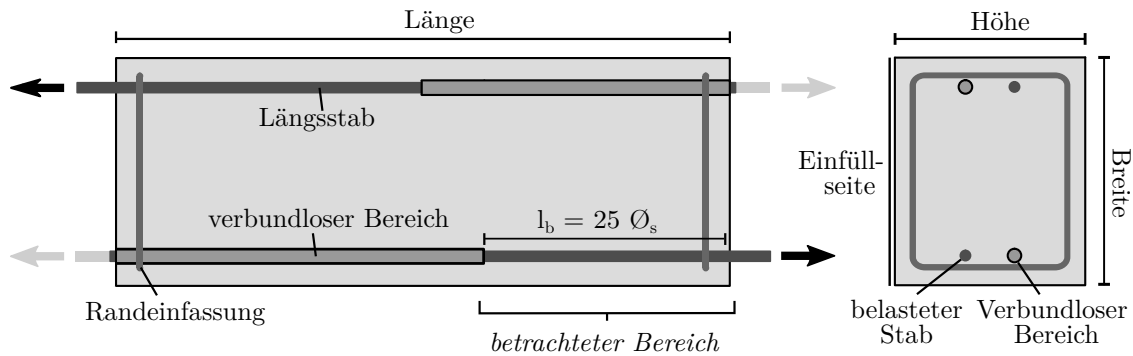


Abbildung B.122: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-3

(Interne Bezeichnung: S23 S1 bot)

Konstruktive Durchbildung

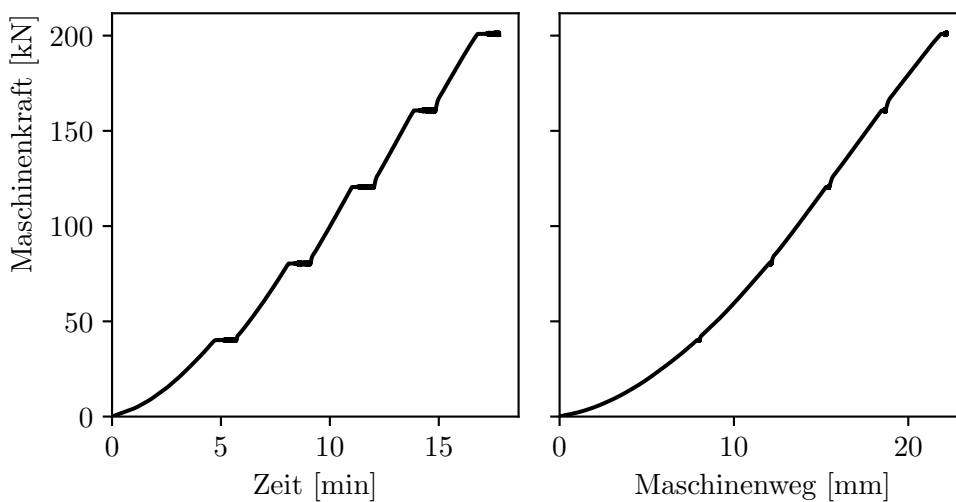
Länge x Breite x Höhe:	1000x370x310 mm	Verbundlänge:	25 \O_s
Stabdurchmesser:	16 mm	Querbewehrung:	-
Bez. Betondeckung:	2,5 \O_s	Verbundbedingungen:	gut

Druckfestigkeit

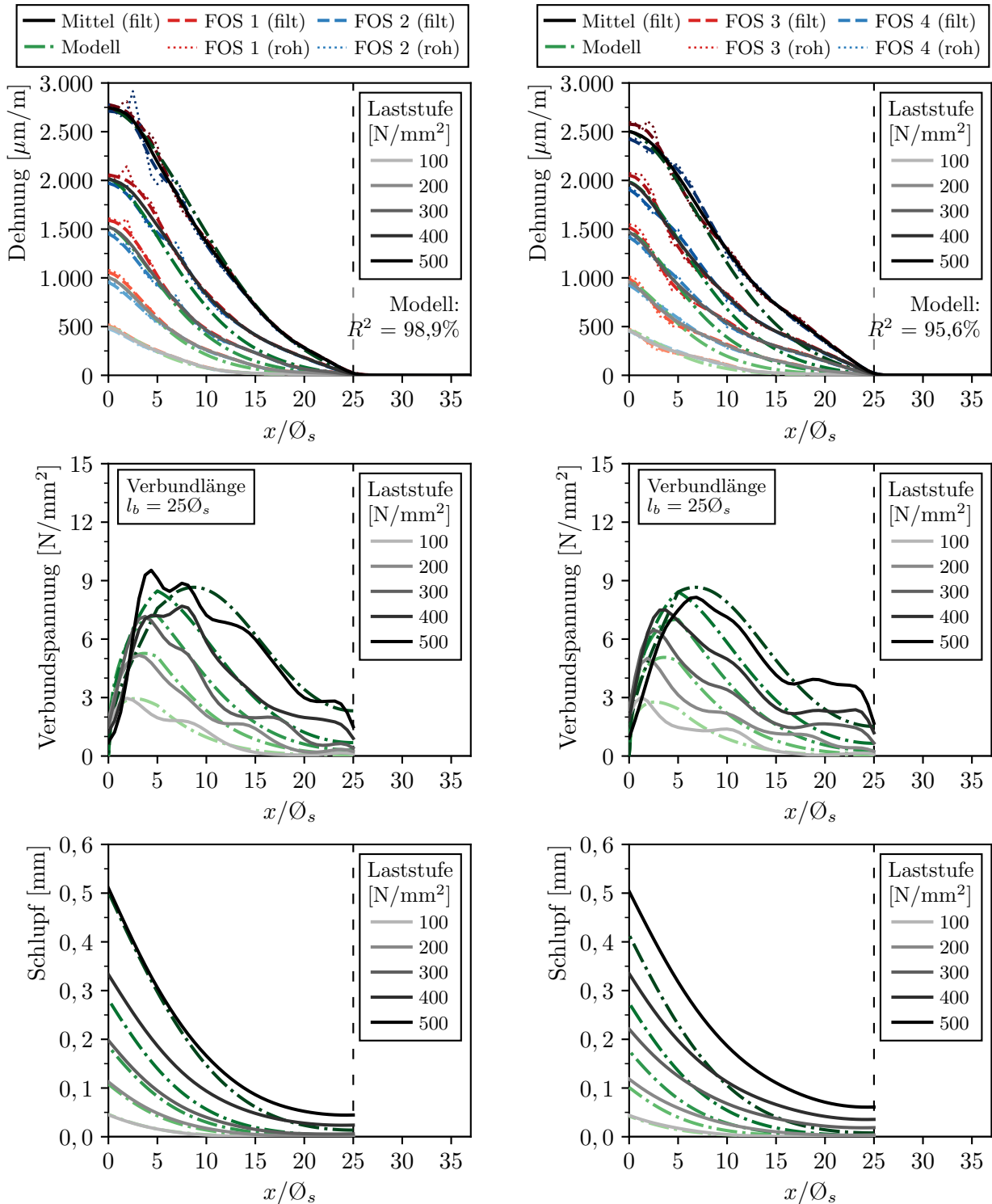
$f_{\text{cm,cube}} =$	49,3 N/mm ²
$f_{\text{cm,cyl}} =$	40,6 N/mm ²

Zugfestigkeit

$f_{\text{ctm,sp}} =$	3,21 N/mm ²
$f_{\text{ctm}} =$	2,89 N/mm ²

E-Modul $E_c = 32\,258 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch VDK-3****Abbildung B.123:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-3

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-3

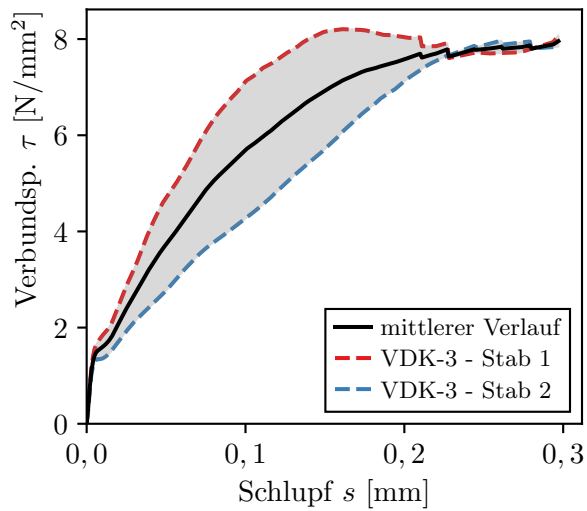


(a) VDK-3 Stab 1

(b) VDK-3 Stab 2

Abbildung B.124: Gemessene ε_s und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-3

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-3



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 3,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 5,69 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,96 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,3 \text{ mm}$$

Abbildung B.125: V-S-Beziehung VDK-3 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-3

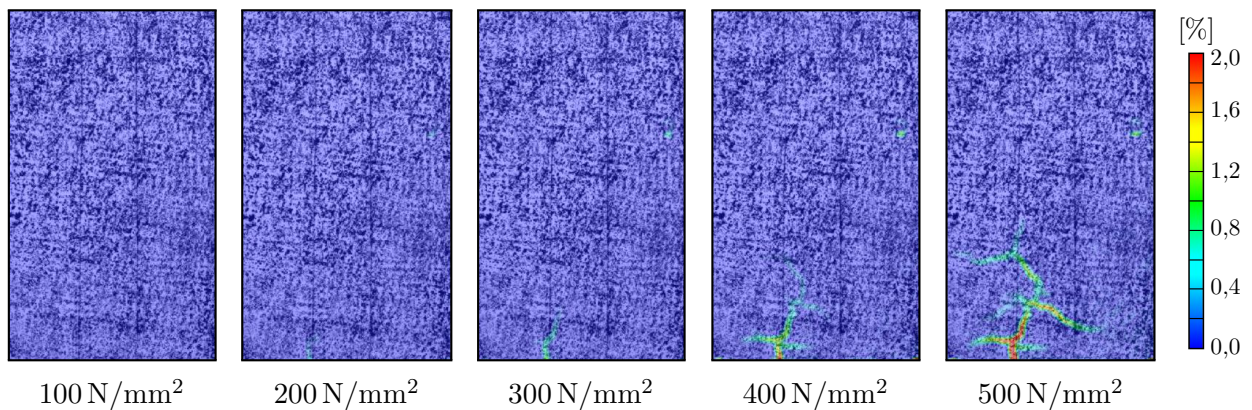
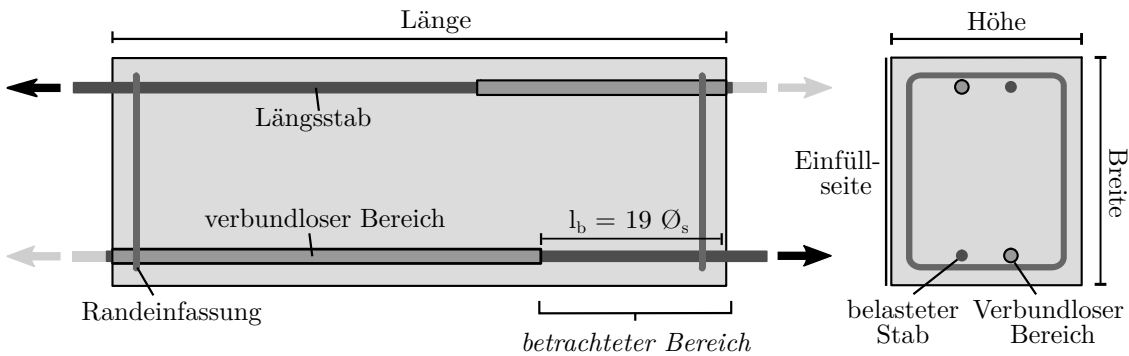


Abbildung B.126: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-4*(Interne Bezeichnung: S23 S2 bot)*Konstruktive Durchbildung

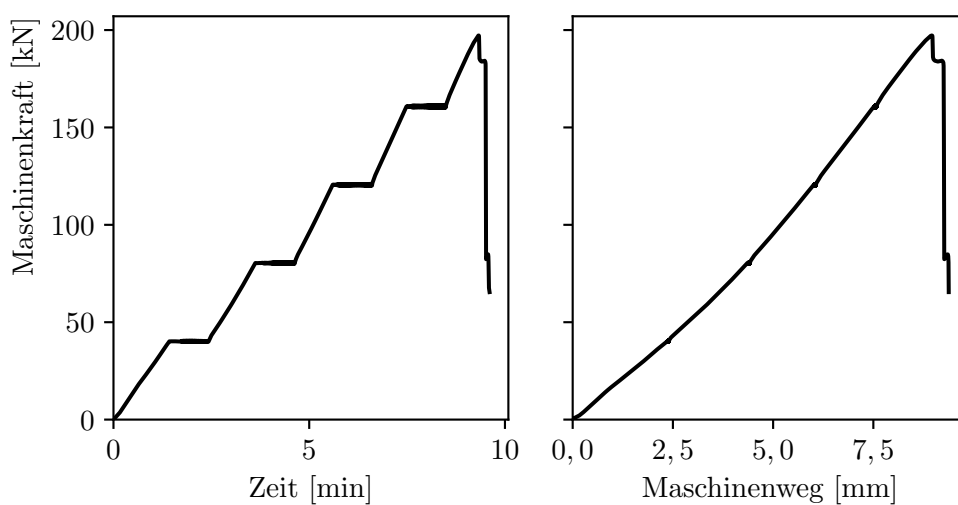
Länge x Breite x Höhe: 1000x370x310 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

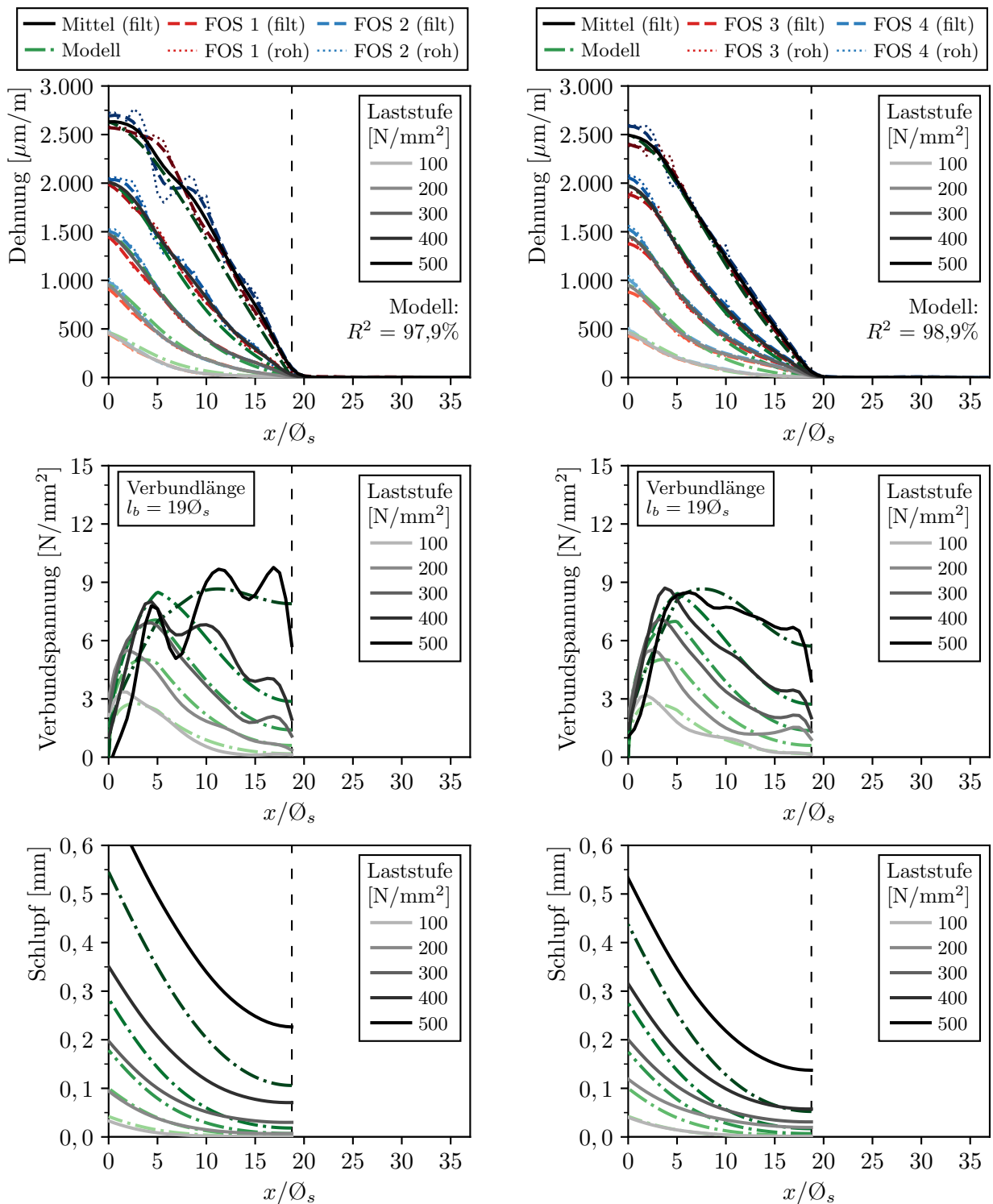
Bez. Betondeckung: 2,5 Ø_sVerbundlänge: 19 Ø_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 49,3 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 40,6 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 3,21 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,89 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 32\,258 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch VDK-4****Abbildung B.127:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-4

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-4

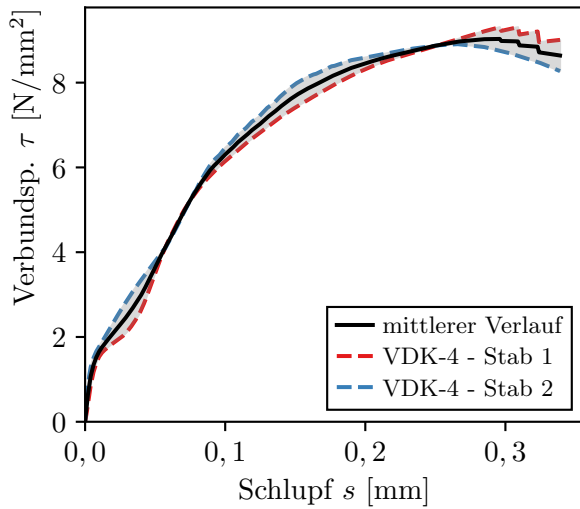


(a) VDK-4 Stab 1

(b) VDK-4 Stab 2

Abbildung B.128: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ϵ_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-4

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-4



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 3,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 9,03 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,3 \text{ mm}$$

Abbildung B.129: V-S-Beziehung VDK-4 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung am Versuch VDK-4

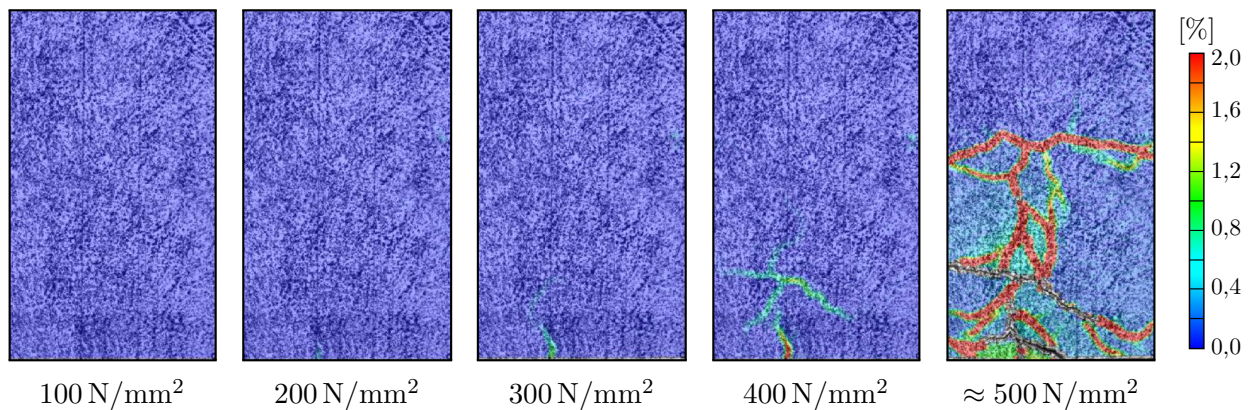


Abbildung B.130: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

Bruchbild von Versuch VDK-4

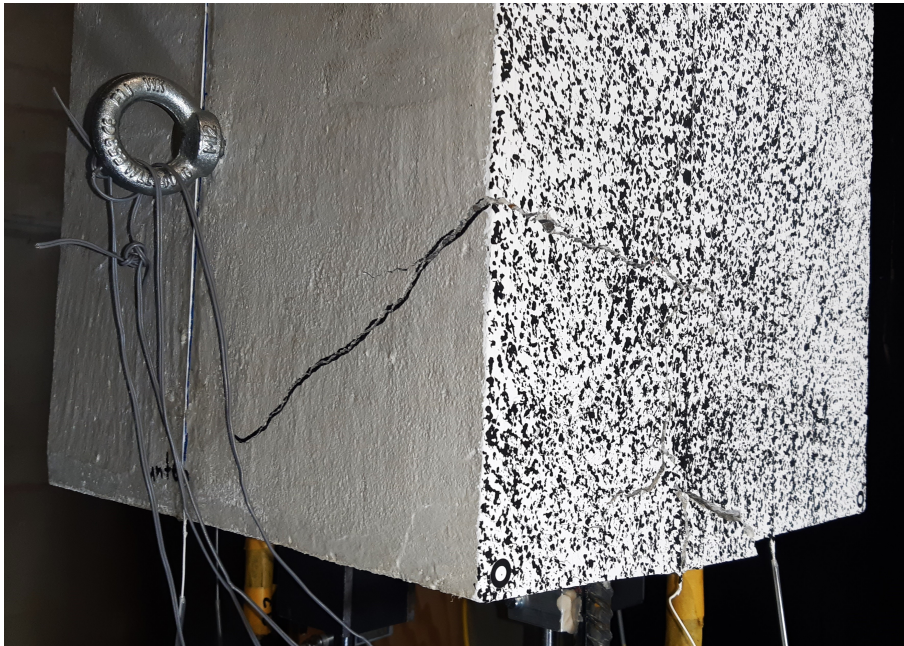


Abbildung B.131: Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-4 (Stab 1)



Abbildung B.132: Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-4 (Unterseite)

Übersicht VDK-1 bis VDK-4

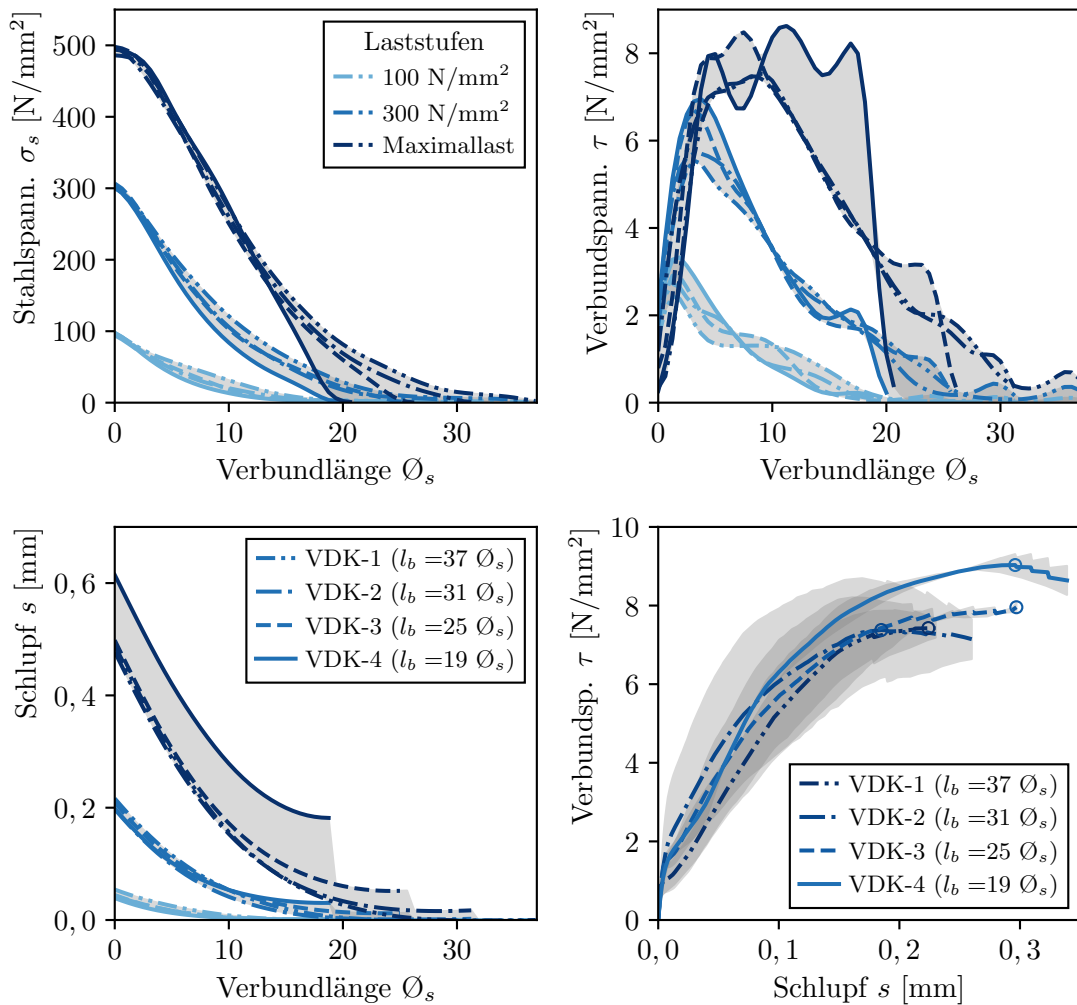
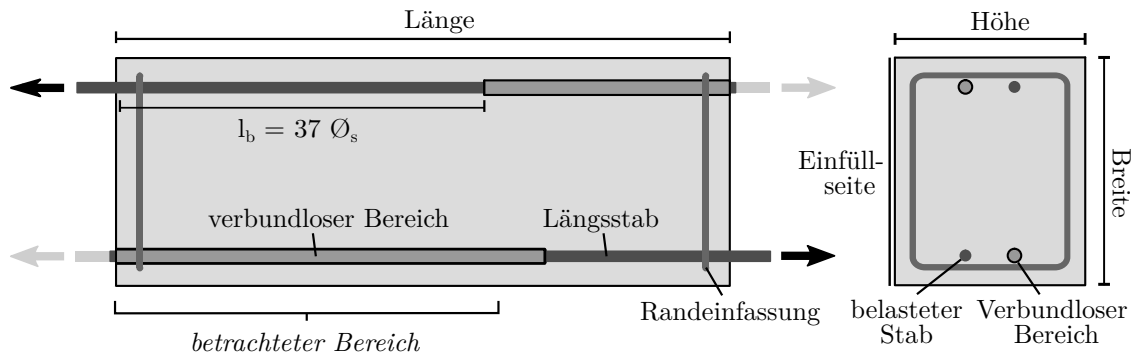


Abbildung B.133: Verlauf von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ , Schlupf s und der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) von Versuchen VDK-1 bis VDK-4 mit variiertes Verbundlänge

VDK-5

(Interne Bezeichnung: S26 S4 top)



Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe:	1000x338x310 mm	Verbundlänge:	37 \varnothing_s
Stabdurchmesser:	16 mm	Querbewehrung:	-
Bez. Betondeckung:	1,5 \varnothing_s	Verbundbedingungen:	gut

Druckfestigkeit

$f_{cm,cube} =$	39,0 N/mm ²
$f_{cm,cyl} =$	36,5 N/mm ²

Zugfestigkeit

$f_{ctm,sp} =$	2,81 N/mm ²
$f_{ctm} =$	2,53 N/mm ²

E-Modul $E_c = 31\,096 \text{ N/mm}^2$

Versuchsablauf von Versuch VDK-5

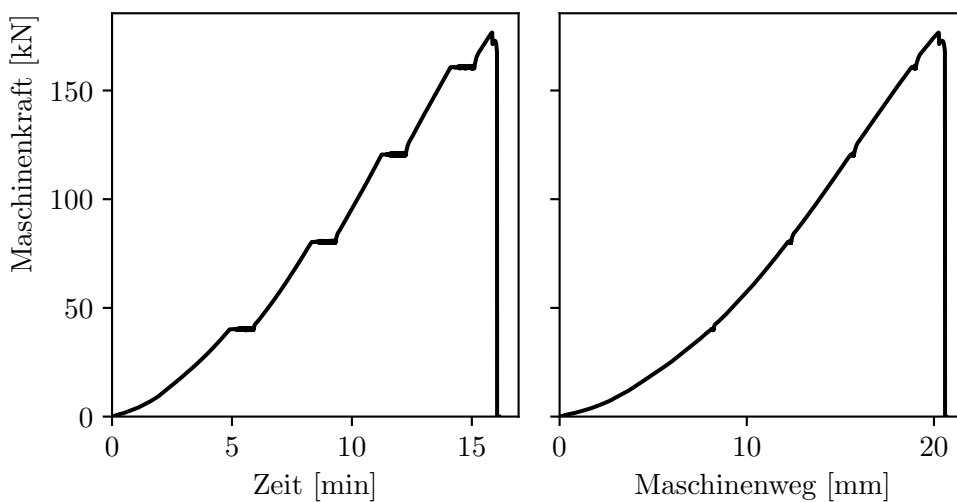
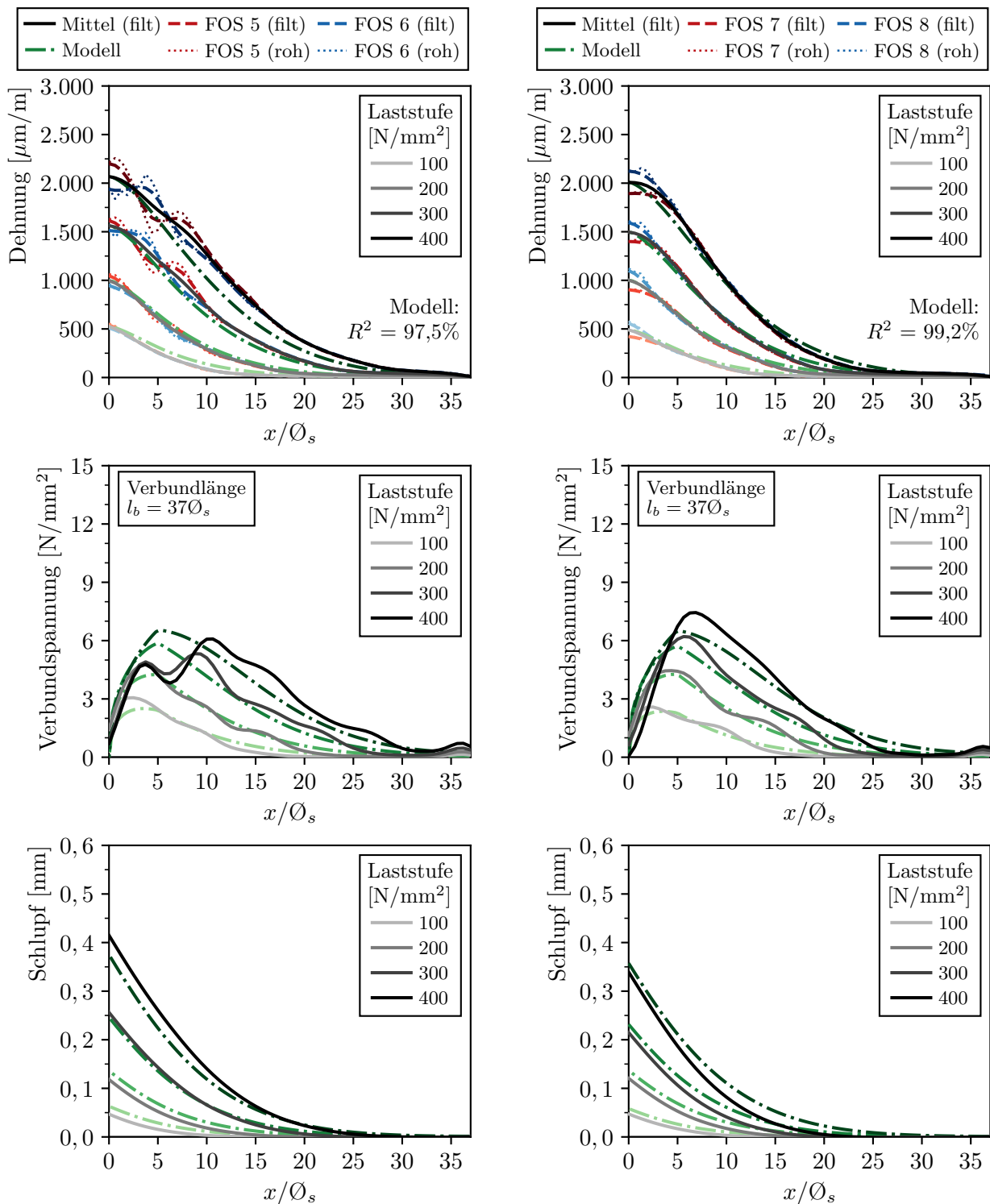


Abbildung B.134: Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-5

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-5

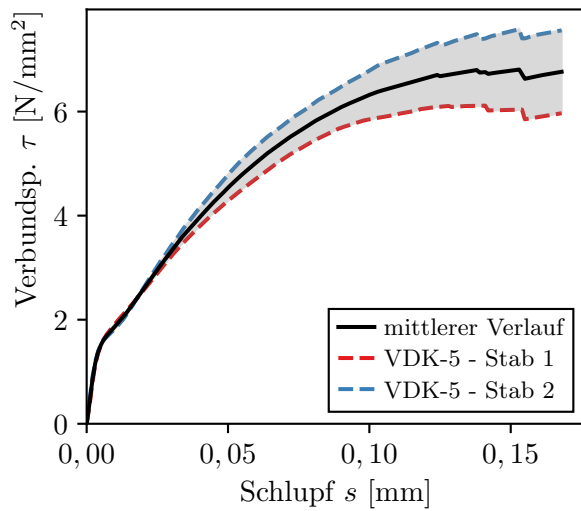


(a) VDK-5 Stab 1

(b) VDK-5 Stab 2

Abbildung B.135: Gemessene ε_s und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-5

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-5

mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,54 \text{ N/mm}^2$$

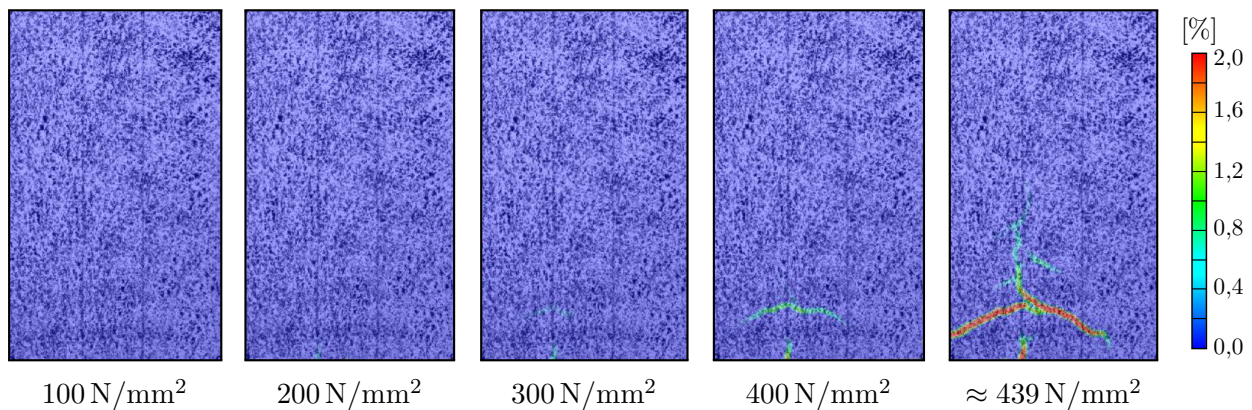
$$\tau_{m,0,1} = 6,32 \text{ N/mm}^2$$

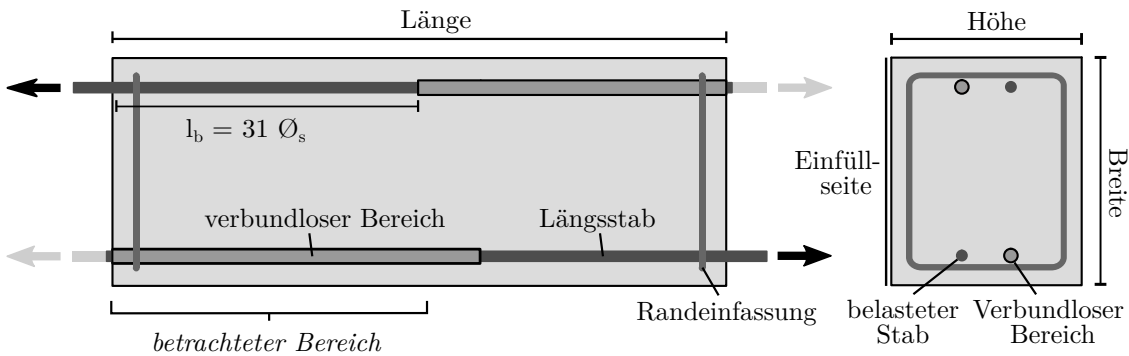
$$\tau_{m,\max} = 6,81 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,15 \text{ mm}$$

Abbildung B.136: V-S-Beziehung VDK-5 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-5

Abbildung B.137: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-6*(Interne Bezeichnung: S26 S3 top)*Konstruktive Durchbildung

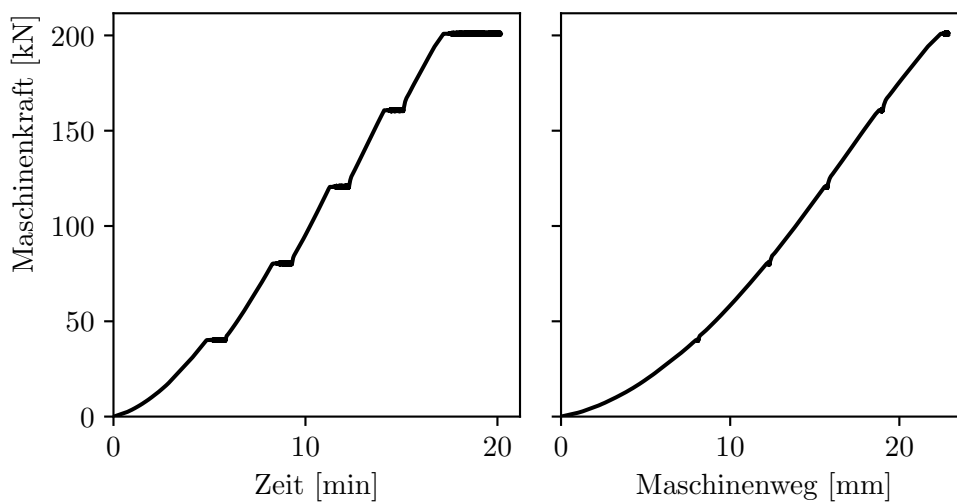
Länge x Breite x Höhe: 1000x338x310 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

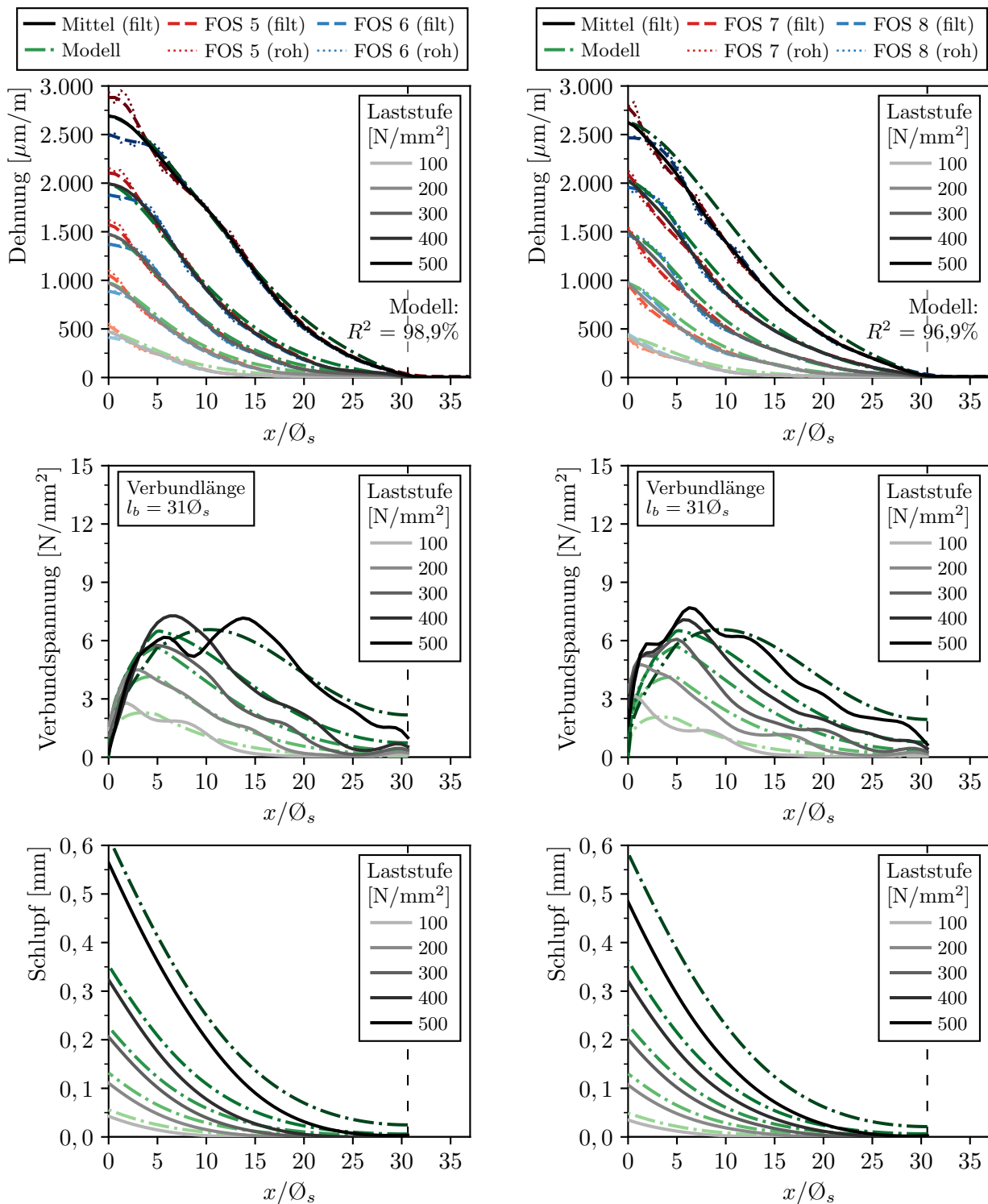
Bez. Betondeckung: 1,5 Ø_sVerbundlänge: 31 Ø_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 39,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 36,5 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,81 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,096 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch VDK-6****Abbildung B.138:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-6

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-6

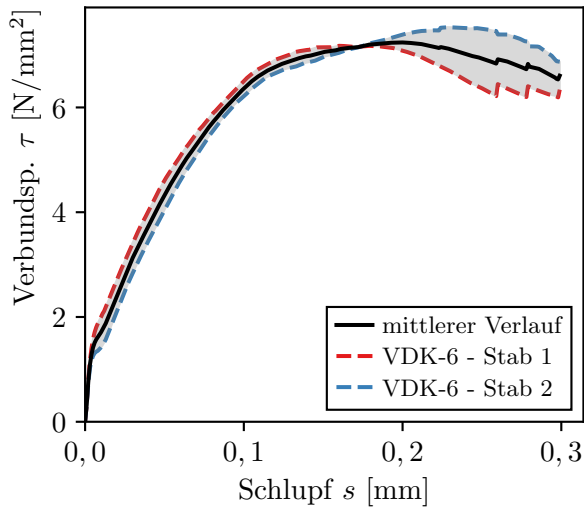


(a) VDK-6 Stab 1

(b) VDK-6 Stab 2

Abbildung B.139: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ϵ_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-6

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-6



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,71 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,24 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,2 \text{ mm}$$

Abbildung B.140: V-S-Beziehung VDK-6 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-6

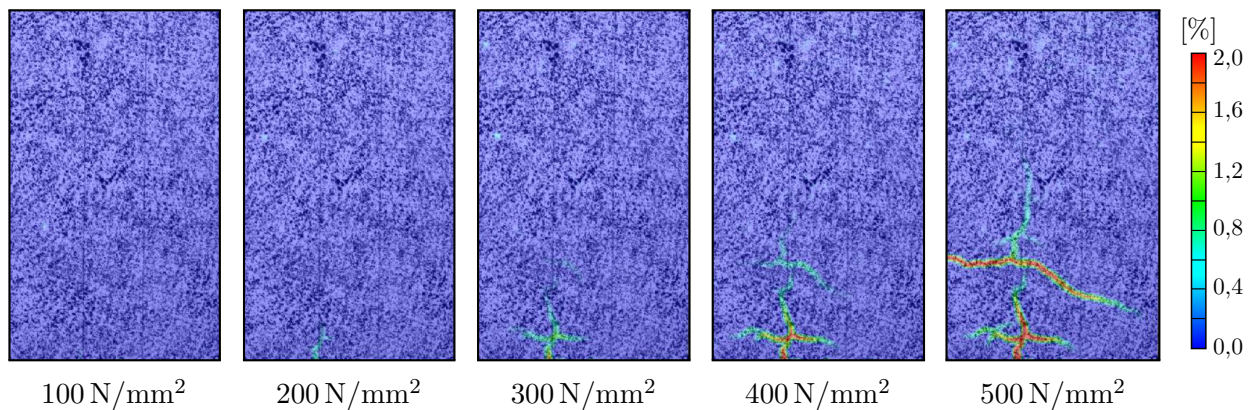
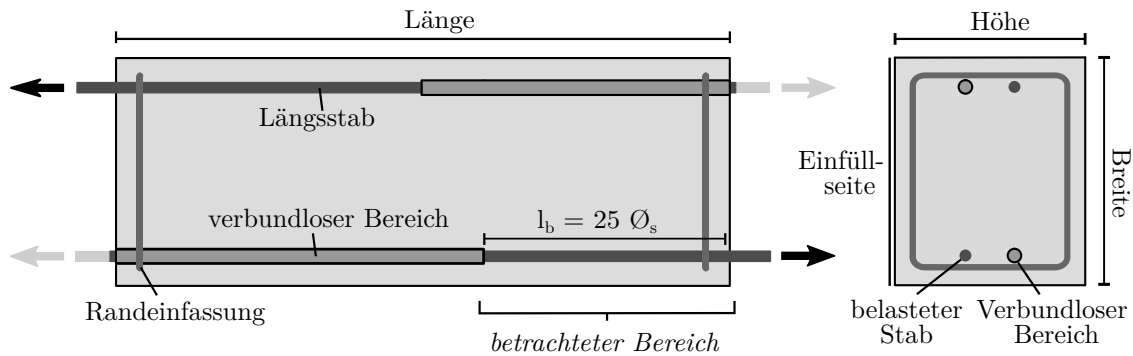


Abbildung B.141: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-7

(Interne Bezeichnung: S26 S3 bot)



Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe:	1000x338x310 mm	Verbundlänge:	25 \varnothing_s
Stabdurchmesser:	16 mm	Querbewehrung:	-
Bez. Betondeckung:	1,5 \varnothing_s	Verbundbedingungen:	gut

Druckfestigkeit

$f_{cm,cube} =$	39,0 N/mm ²
$f_{cm,cyl} =$	36,5 N/mm ²

Zugfestigkeit

$f_{ctm,sp} =$	2,81 N/mm ²
$f_{ctm} =$	2,53 N/mm ²

E-Modul $E_c = 31\,096 \text{ N/mm}^2$

Versuchsablauf von Versuch VDK-7

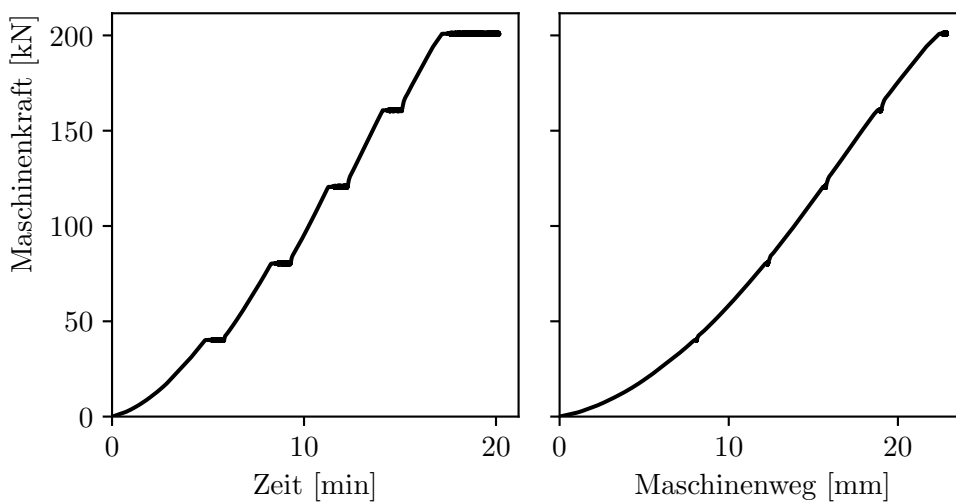
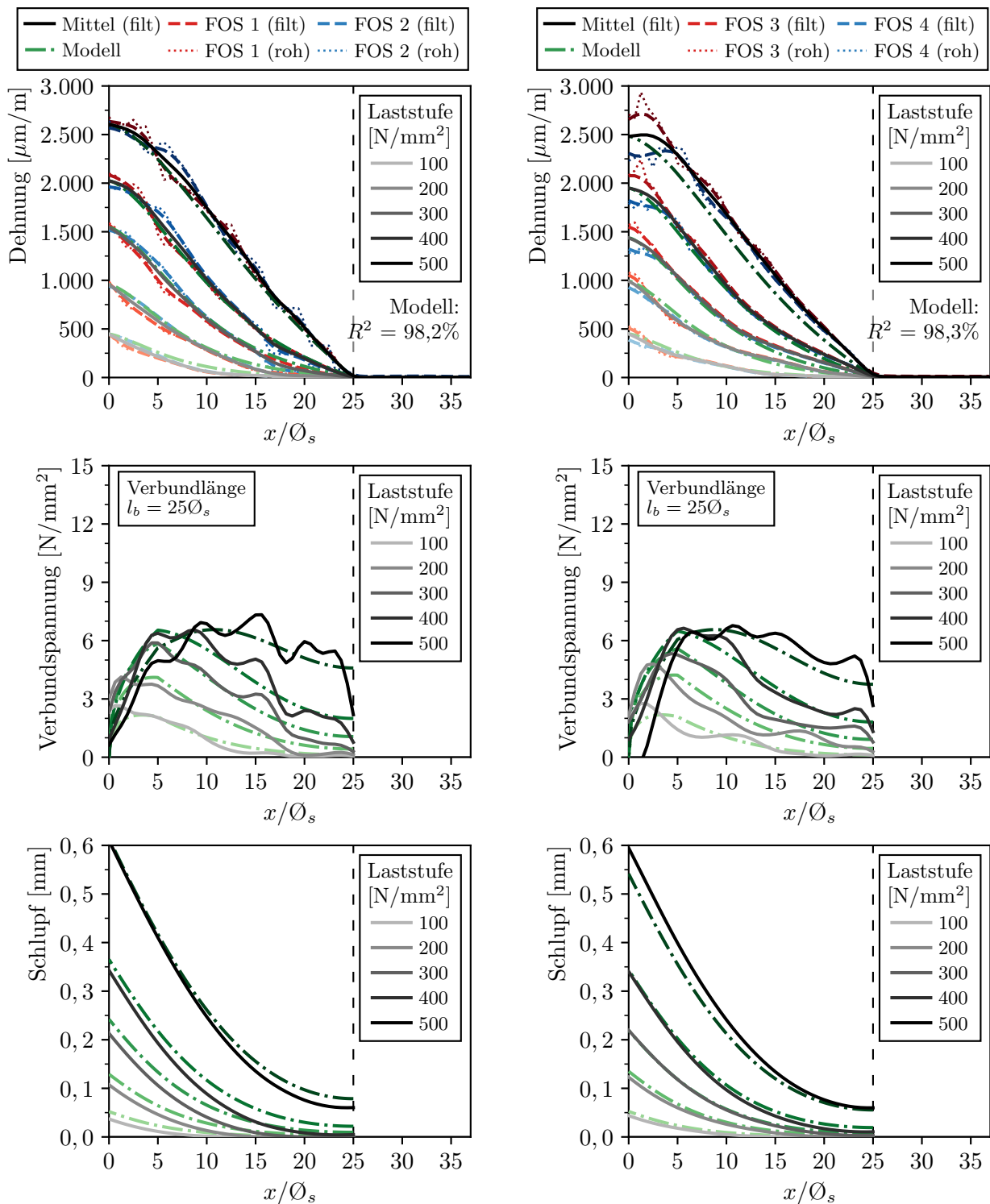


Abbildung B.142: Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-7

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-7

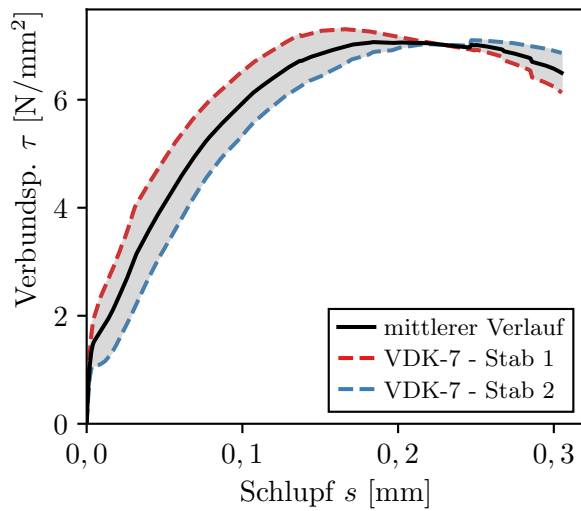


(a) VDK-7 Stab 1

(b) VDK-7 Stab 2

Abbildung B.143: Gemessene ε_s und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-7

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-7

mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,77 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,08 \text{ N/mm}^2$$

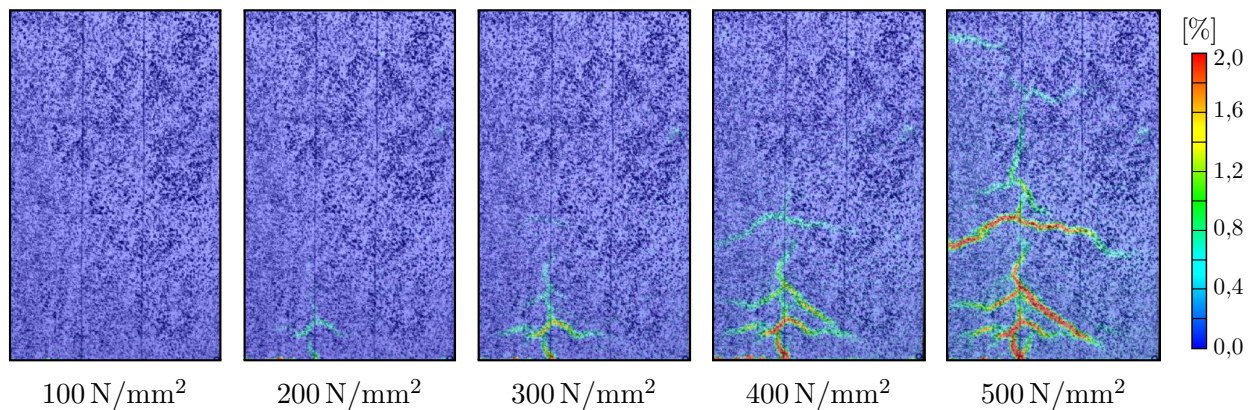
$$\tau_{m,0,1} = 5,93 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,07 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,18 \text{ mm}$$

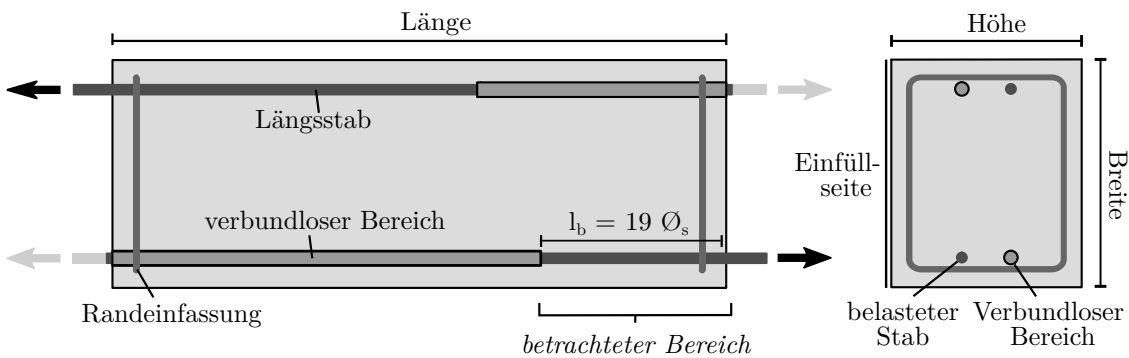
Abbildung B.144: V-S-Beziehung VDK-7 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-7

Abbildung B.145: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-8

(Interne Bezeichnung: S26 S4 bot)

Konstruktive Durchbildung

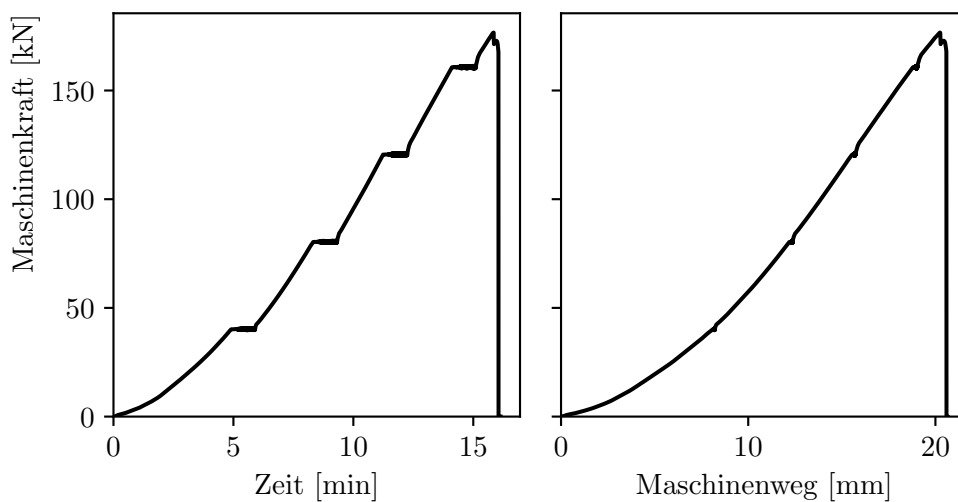
Länge x Breite x Höhe: 1000x338x310 mm

Stabdurchmesser: 16 mm

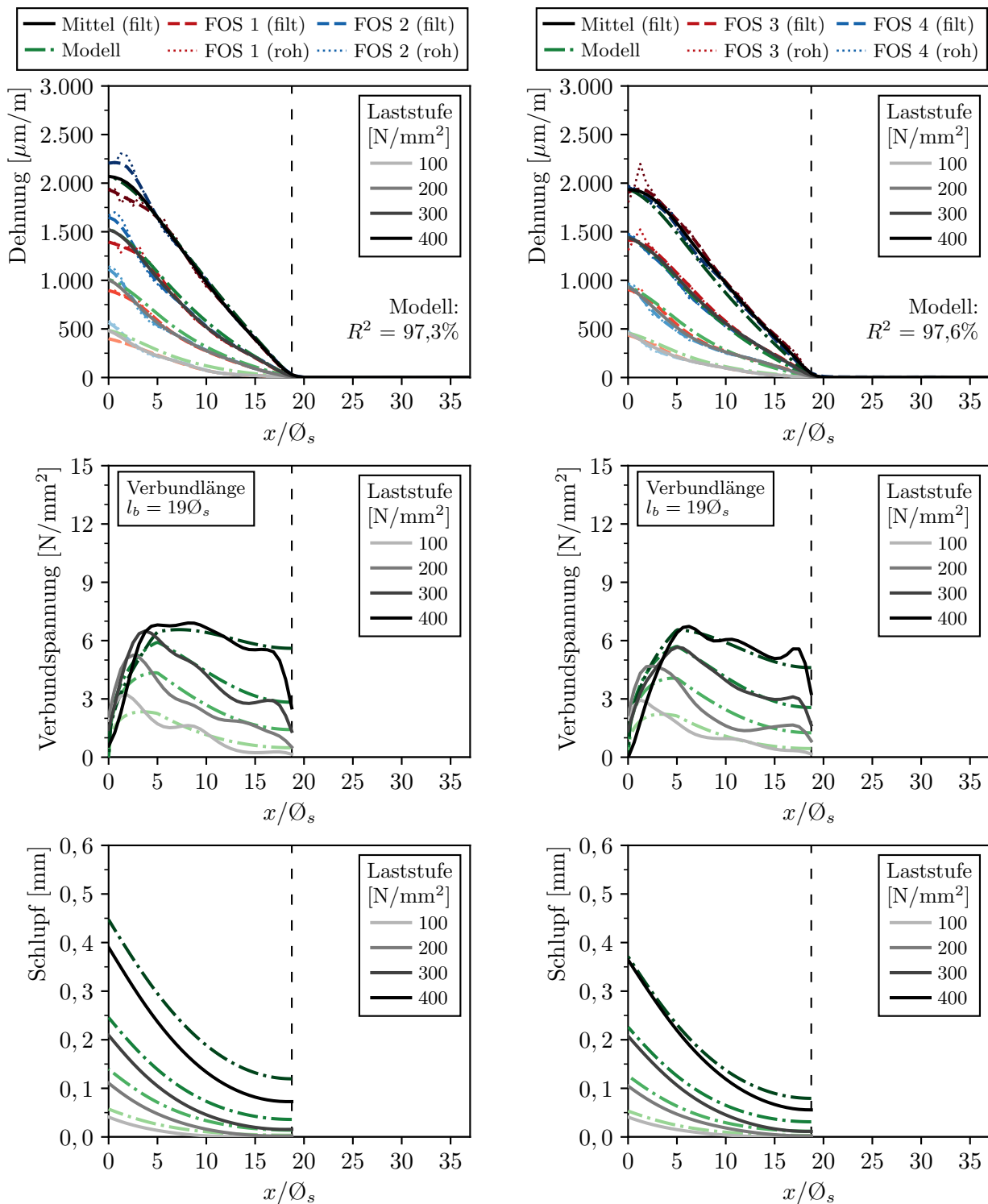
Bez. Betondeckung: 1,5 Ø_sVerbundlänge: 19 Ø_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 39,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 36,5 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,81 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,53 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 31\,096 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch VDK-8****Abbildung B.146:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-8

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-8

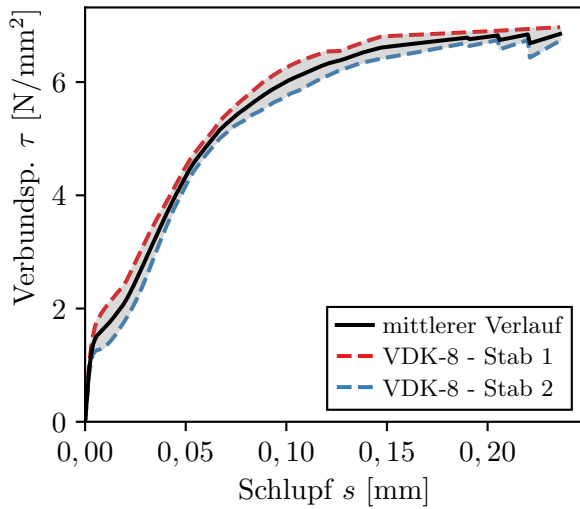


(a) VDK-8 Stab 1

(b) VDK-8 Stab 2

Abbildung B.147: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-8

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-8



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,01 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 6,85 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,24 \text{ mm}$$

Abbildung B.148: V-S-Beziehung VDK-8 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung am Versuch VDK-8

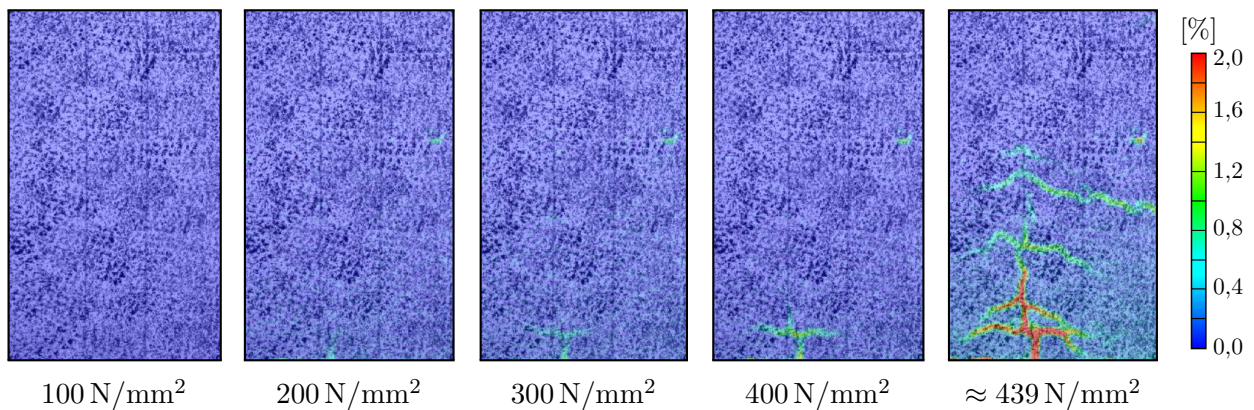


Abbildung B.149: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

Bruchbild von Versuch VDK-8



Abbildung B.150: Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-8 (Stab 2)



Abbildung B.151: Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-8 (Unterseite)

Übersicht VDK-5 bis VDK-8

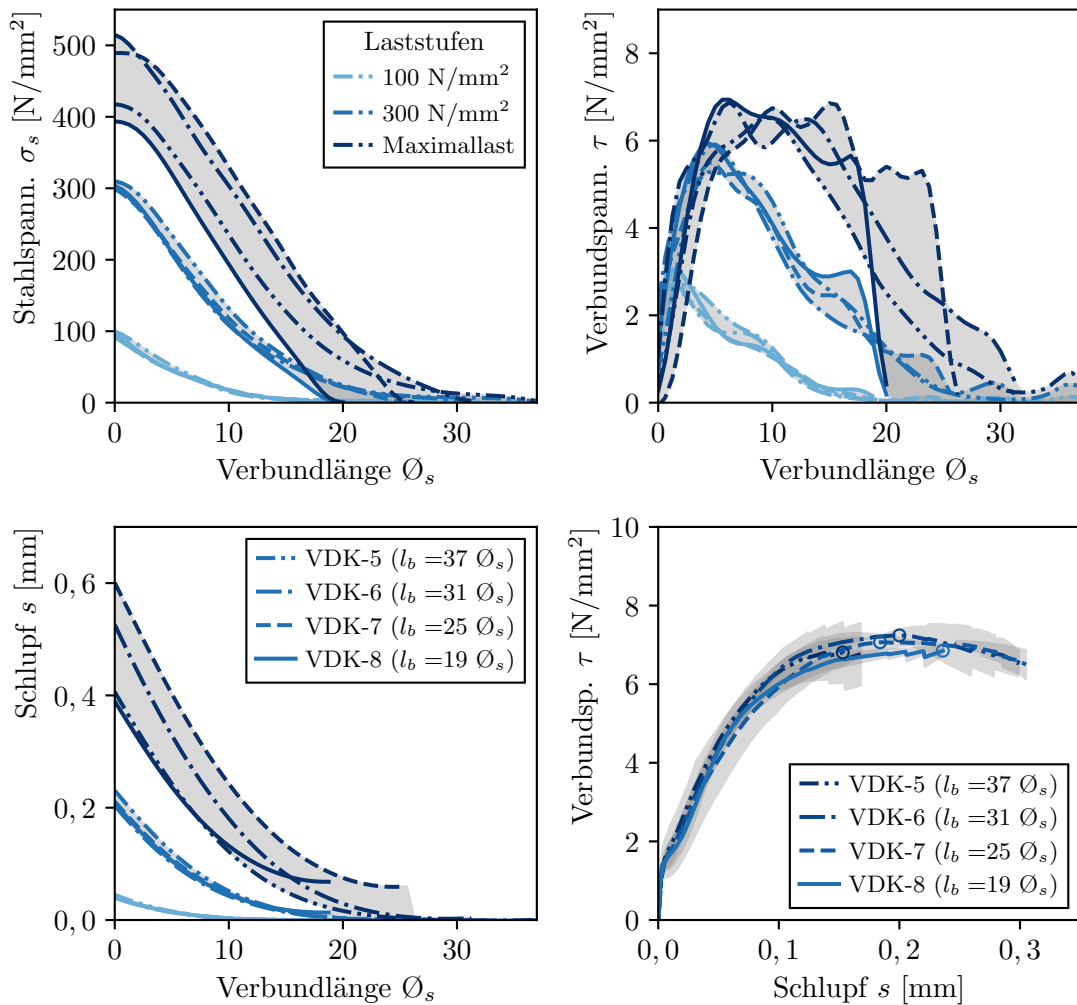
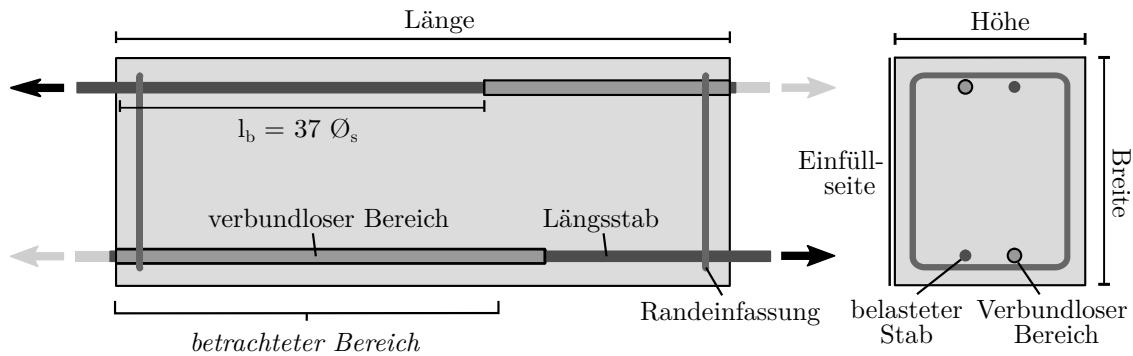


Abbildung B.152: Verlauf von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ , Schlupf s und der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) von Versuchen VDK-5 bis VDK-8 mit variiertes Verbundlänge

VDK-9

(Interne Bezeichnung: S28 S5 top)



Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe:	650x233x200 mm	Verbundlänge:	37 Ø _s
Stabdurchmesser:	10 mm	Querbewehrung:	-
Bez. Betondeckung:	2,5 Ø _s	Verbundbedingungen:	gut

Druckfestigkeit

$f_{cm,cube} =$	44,8 N/mm ²
$f_{cm,cyl} =$	38,4 N/mm ²

Zugfestigkeit

$f_{ctm,sp} =$	2,63 N/mm ²
$f_{ctm} =$	2,37 N/mm ²

E-Modul $E_c = 29\,376\text{ N/mm}^2$

Versuchsablauf von Versuch VDK-9

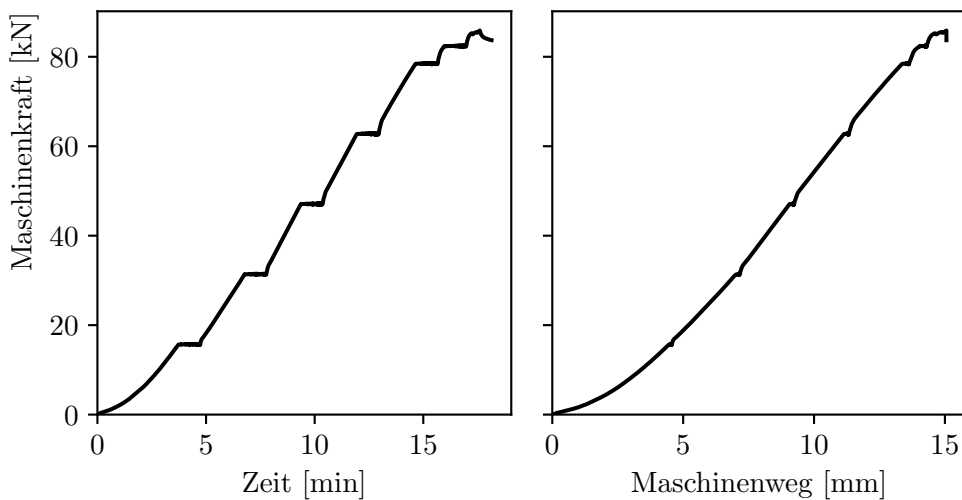
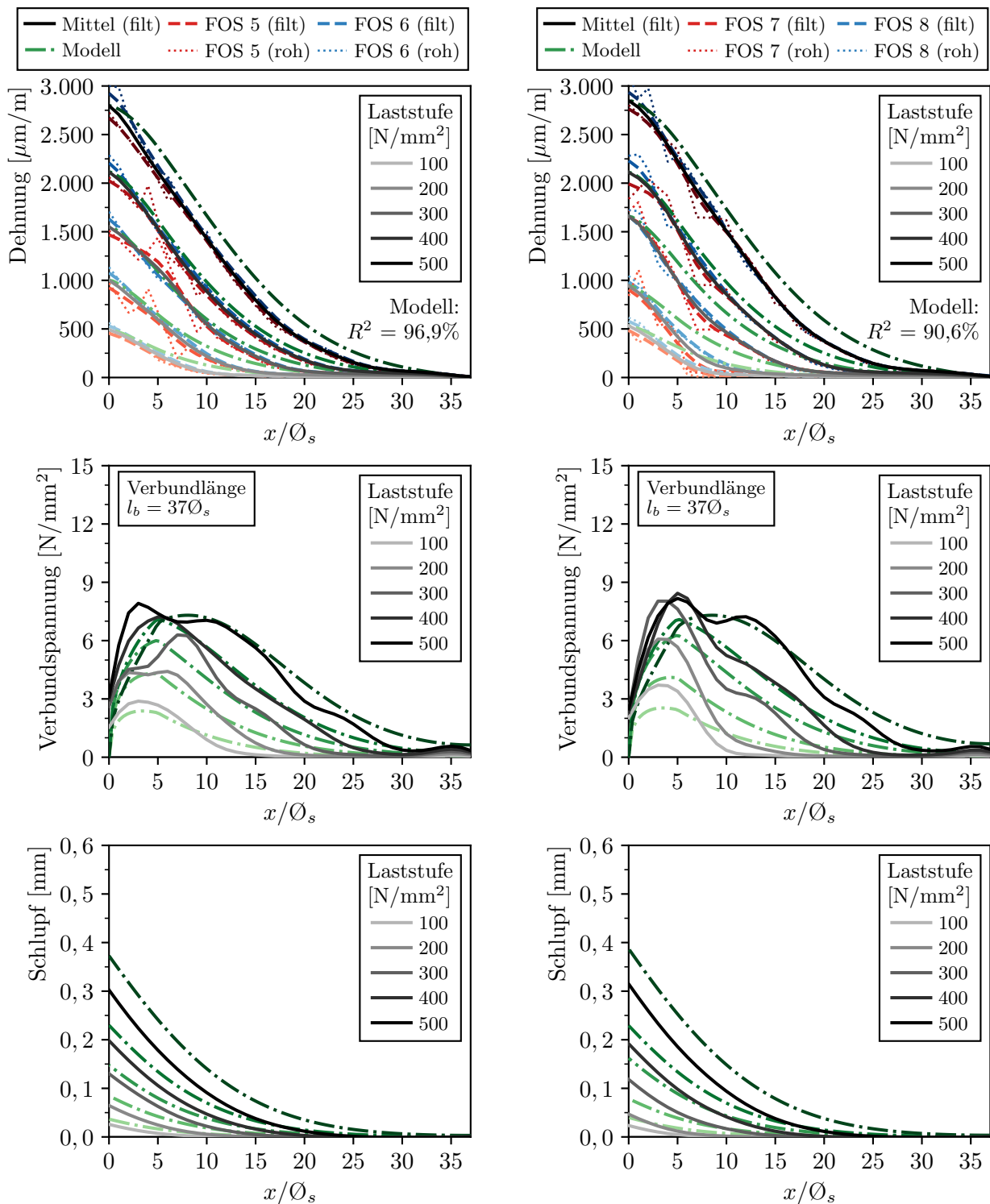


Abbildung B.153: Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-9

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-9

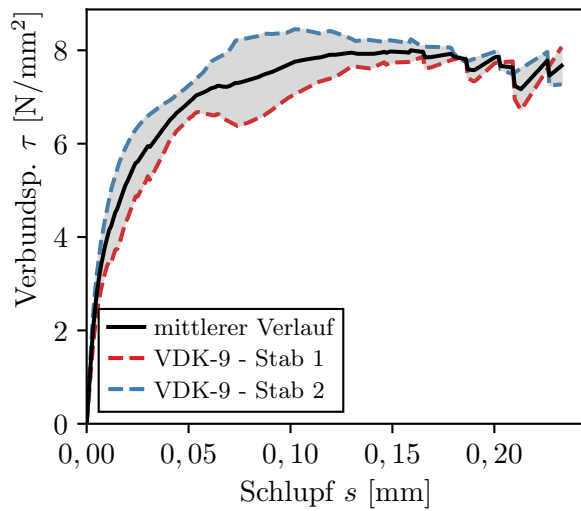


(a) VDK-9 Stab 1

(b) VDK-9 Stab 2

Abbildung B.154: Gemessene ε_s und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-9

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-9



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 3,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 6,88 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,71 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 8,0 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,16 \text{ mm}$$

Abbildung B.155: V-S-Beziehung VDK-9 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-9

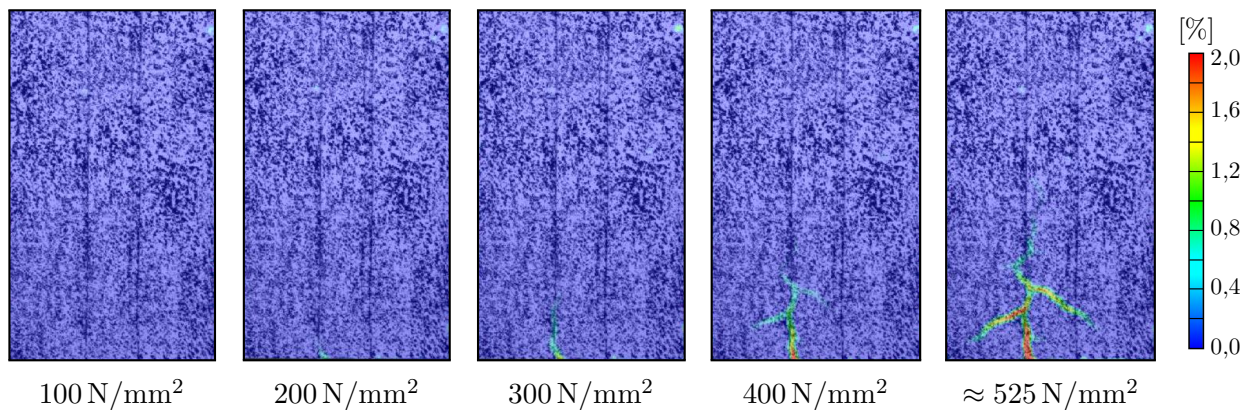
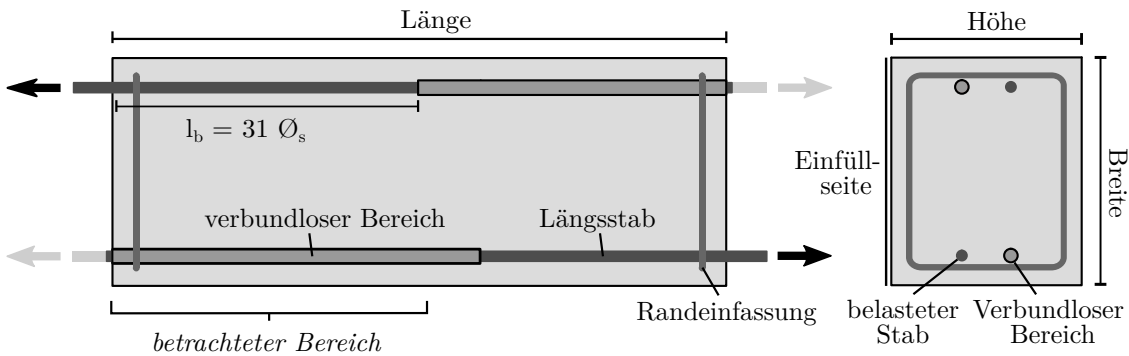


Abbildung B.156: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-10*(Interne Bezeichnung: S28 S6 top)*Konstruktive Durchbildung

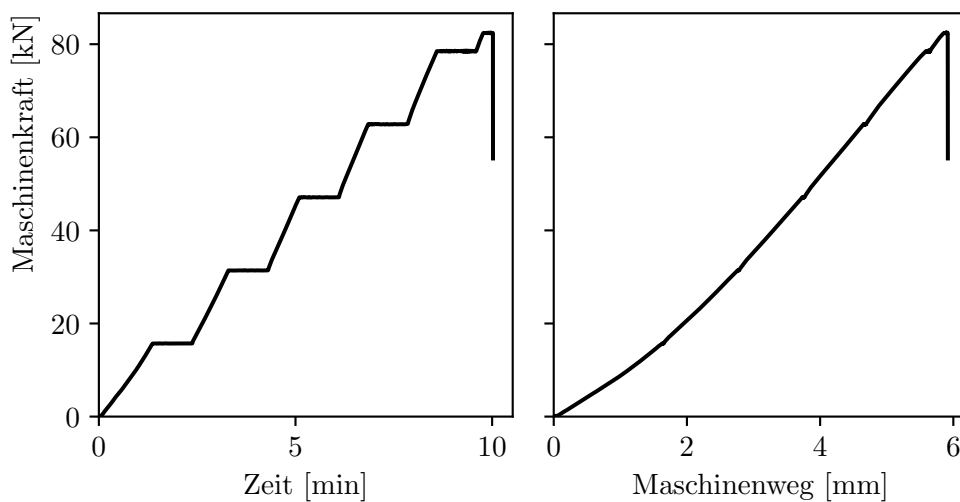
Länge x Breite x Höhe: 650x233x200 mm

Stabdurchmesser: 10 mm

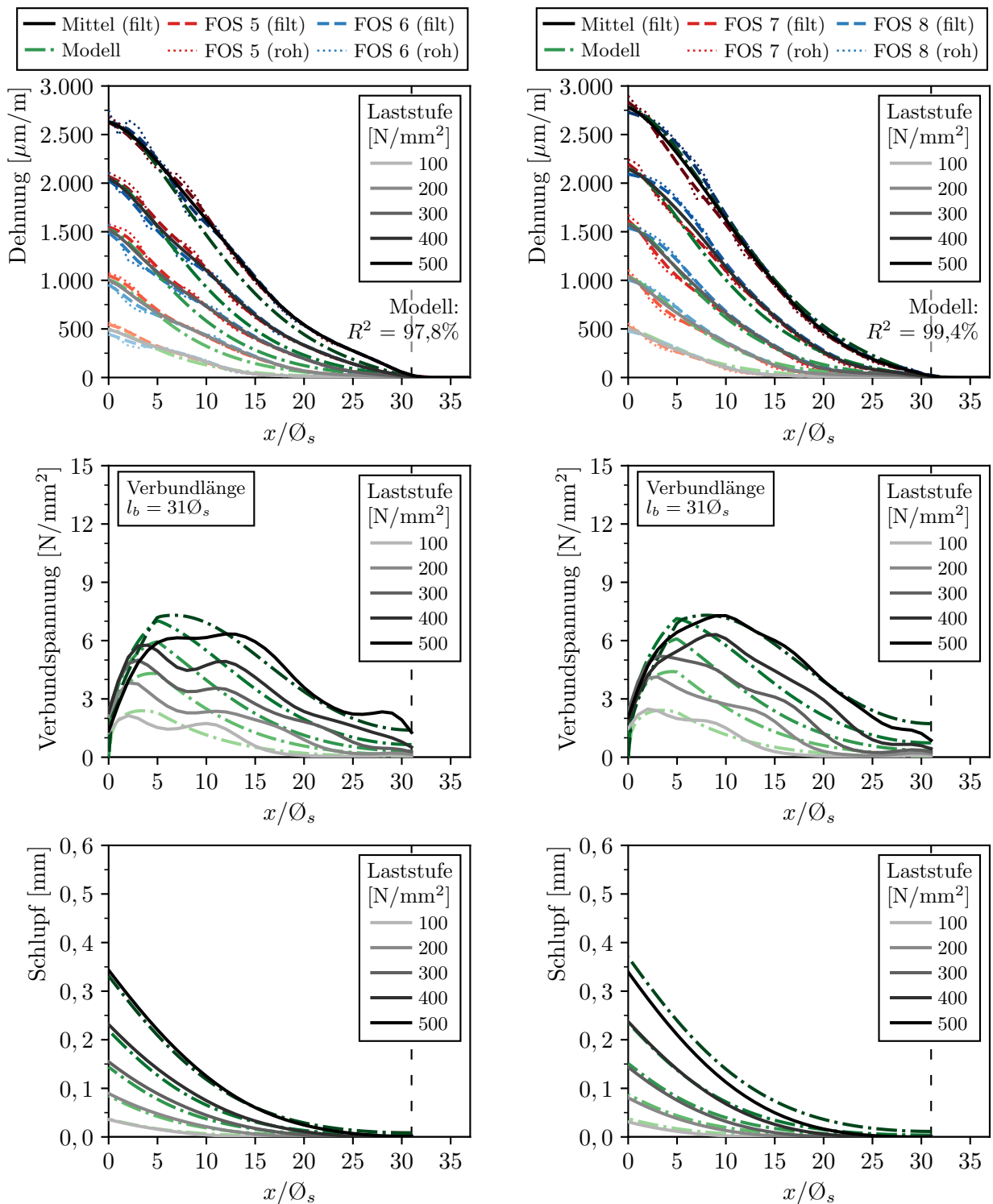
Bez. Betondeckung: 2,5 Ø_sVerbundlänge: 31 Ø_s

Querbewehrung: -

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 44,8 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 38,4 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,63 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,37 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 29\,376 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch VDK-10****Abbildung B.157:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-10

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-10

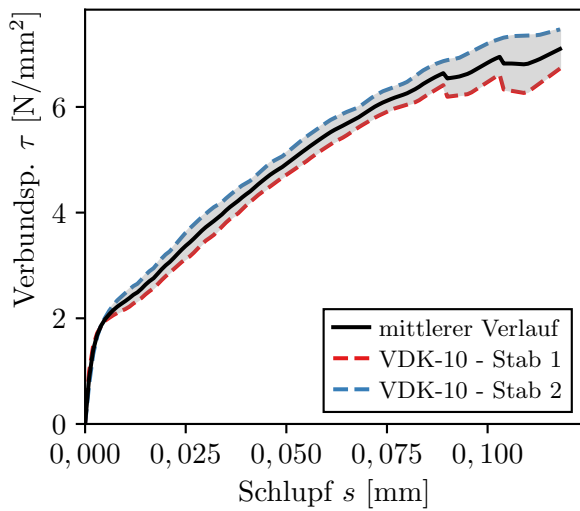


(a) VDK-10 Stab 1

(b) VDK-10 Stab 2

Abbildung B.158: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-10

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-10



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 2,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,1 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,12 \text{ mm}$$

Abbildung B.159: V-S-Beziehung VDK-10 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-10

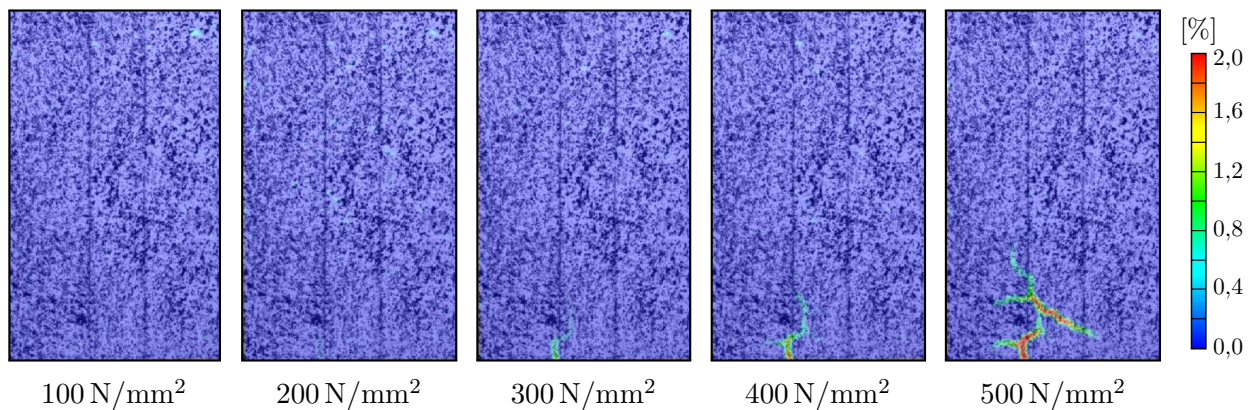
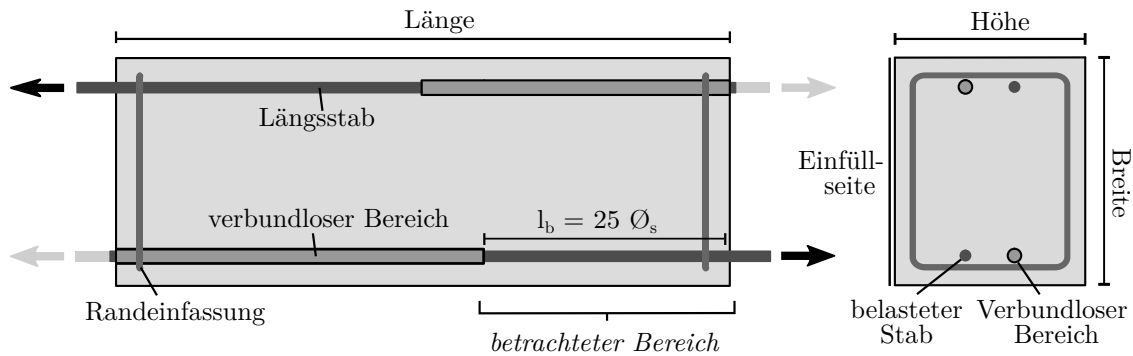


Abbildung B.160: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-11

(Interne Bezeichnung: S28 S6 bot)



Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe:	650x233x200 mm	Verbundlänge:	25 \varnothing_s
Stabdurchmesser:	10 mm	Querbewehrung:	-
Bez. Betondeckung:	2,5 \varnothing_s	Verbundbedingungen:	gut

Druckfestigkeit

$f_{cm,cube} =$	44,8 N/mm ²
$f_{cm,cyl} =$	38,4 N/mm ²

Zugfestigkeit

$f_{ctm,sp} =$	2,63 N/mm ²
$f_{ctm} =$	2,37 N/mm ²

E-Modul $E_c = 29\,376\text{ N/mm}^2$

Versuchsablauf von Versuch VDK-11

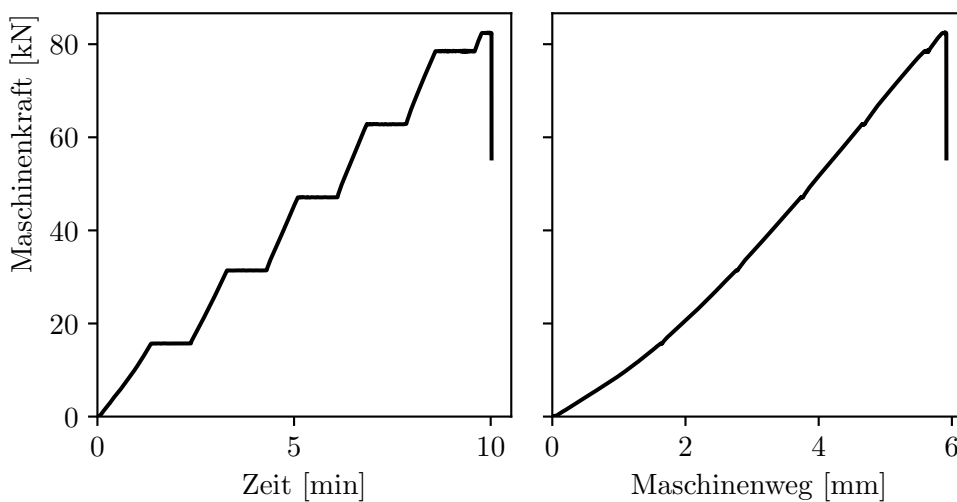
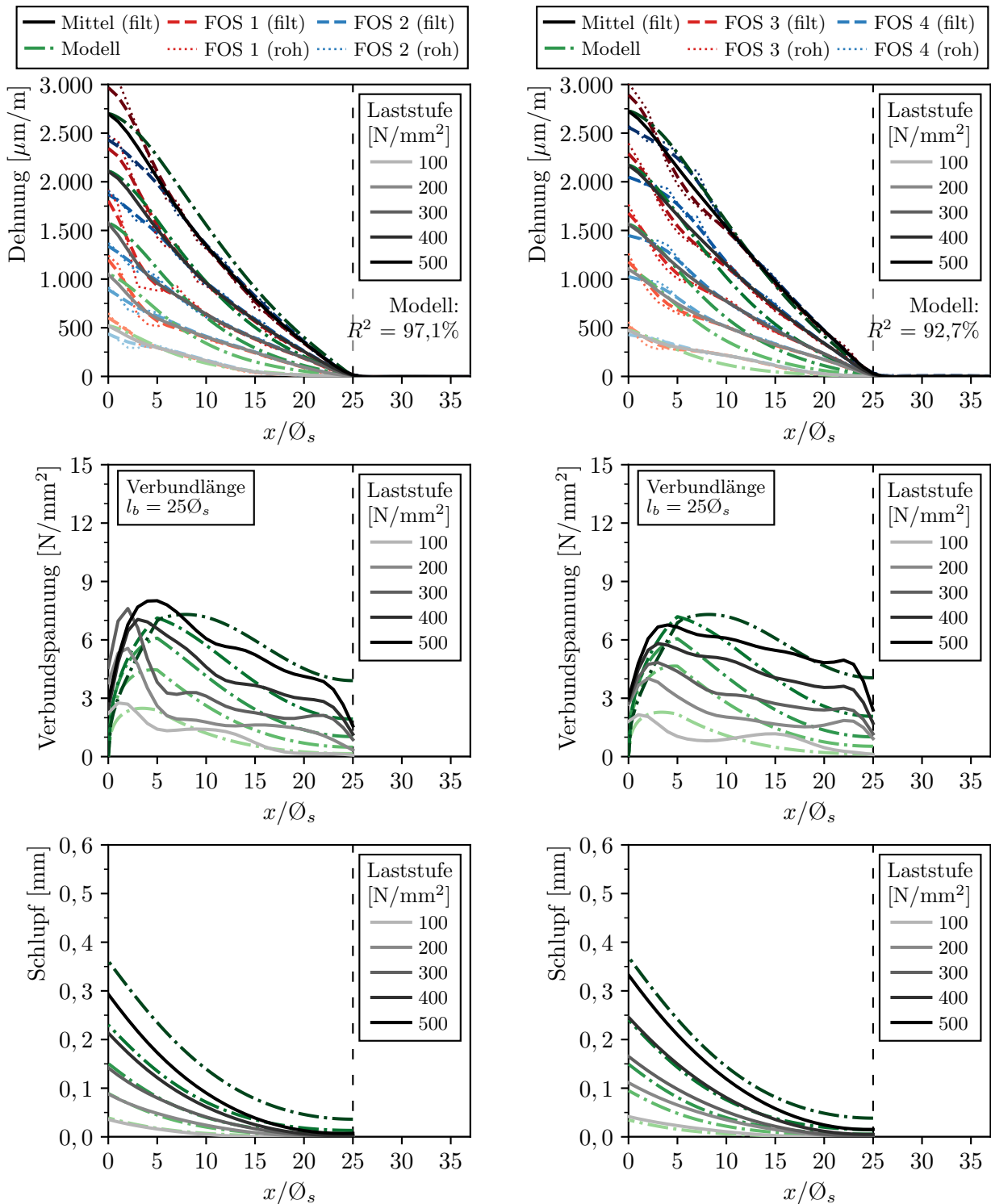


Abbildung B.161: Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-11

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-11

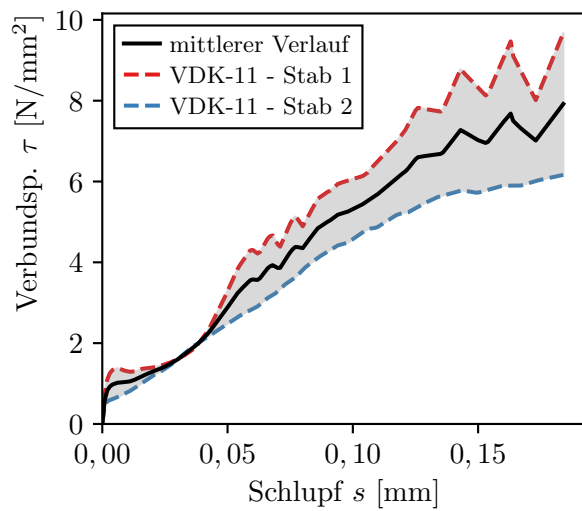


(a) VDK-11 Stab 1

(b) VDK-11 Stab 2

Abbildung B.162: Gemessene ε_s und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-11

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-11



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 1,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 2,89 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 5,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,92 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,18 \text{ mm}$$

Abbildung B.163: V-S-Beziehung VDK-11 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung von Versuch VDK-11

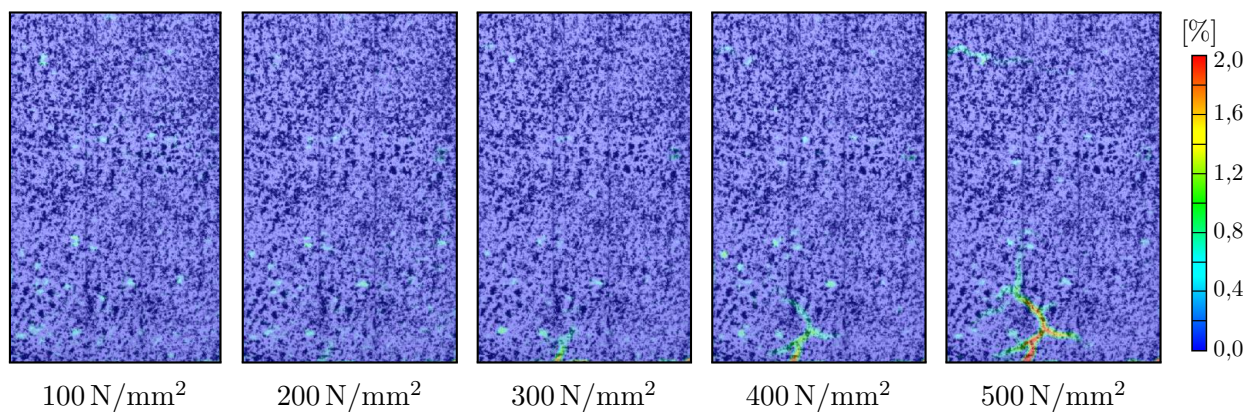
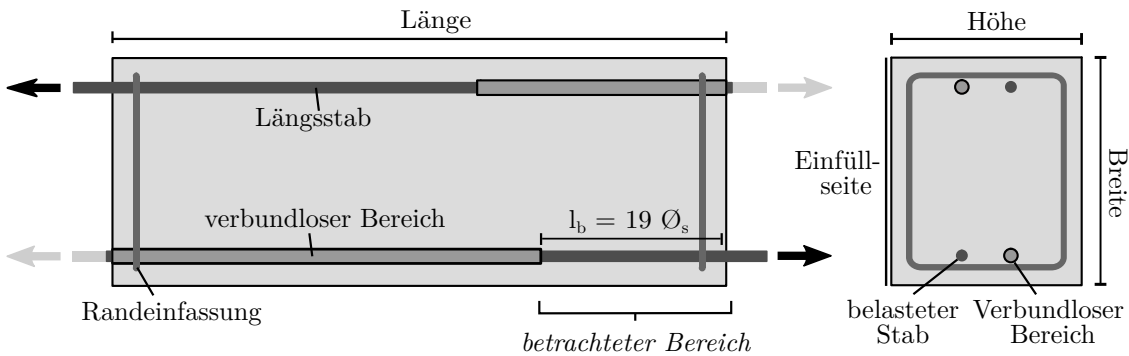


Abbildung B.164: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

VDK-12*(Interne Bezeichnung: S28 S5 bot)*Konstruktive Durchbildung

Länge x Breite x Höhe: 650x233x200 mm

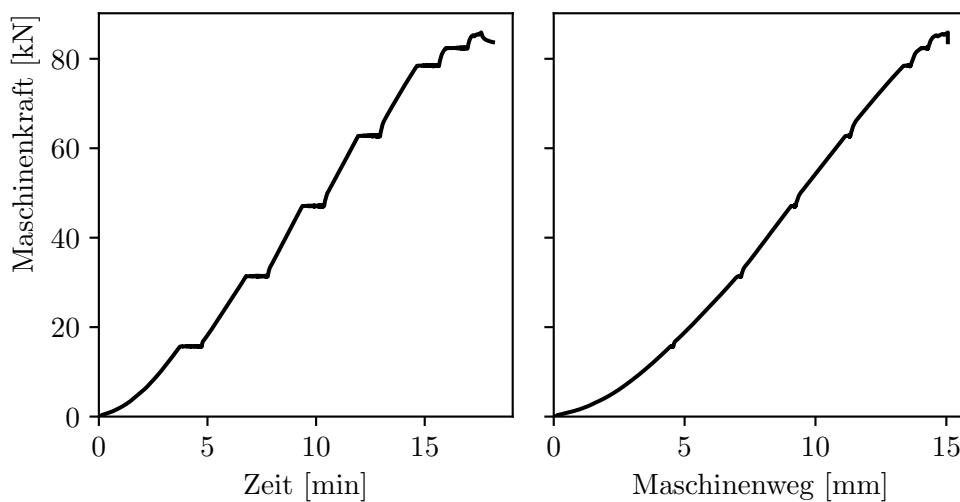
Verbundlänge: 19 \varnothing_s

Stabdurchmesser: 10 mm

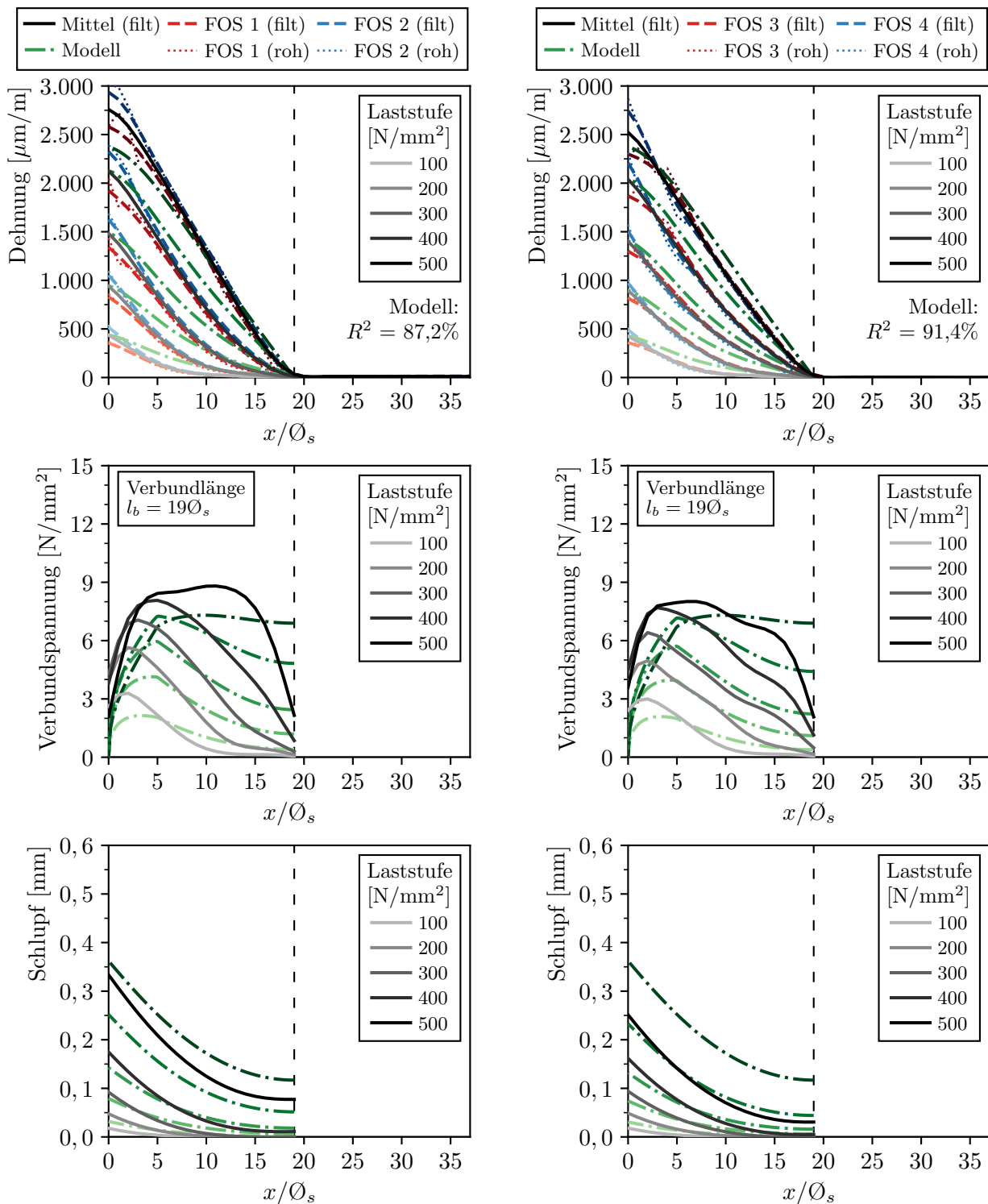
Querbewehrung: -

Bez. Betondeckung: 2,5 \varnothing_s

Verbundbedingungen: gut

Druckfestigkeit $f_{cm,cube} = 44,8 \text{ N/mm}^2$ Zugfestigkeit $f_{ctm,sp} = 2,63 \text{ N/mm}^2$ $f_{cm,cyl} = 38,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{ctm} = 2,37 \text{ N/mm}^2$ E-Modul $E_c = 29\,376 \text{ N/mm}^2$ **Versuchsablauf von Versuch VDK-12****Abbildung B.165:** Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-12

Faseroptische Dehnungsmessung und Nachrechnung von Versuch VDK-12

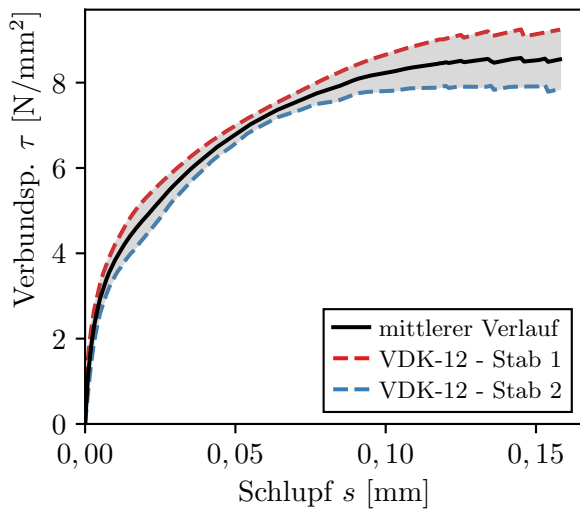


(a) VDK-12 Stab 1

(b) VDK-12 Stab 2

Abbildung B.166: Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ϵ_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-12

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Versuch VDK-12



mittlere Kennwerte

$$\tau_{m,0,01} = 3,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 6,78 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 8,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 8,58 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,14 \text{ mm}$$

Abbildung B.167: V-S-Beziehung VDK-12 ($x/\varnothing_s > 5$)

Rissbildung am Versuch VDK-12

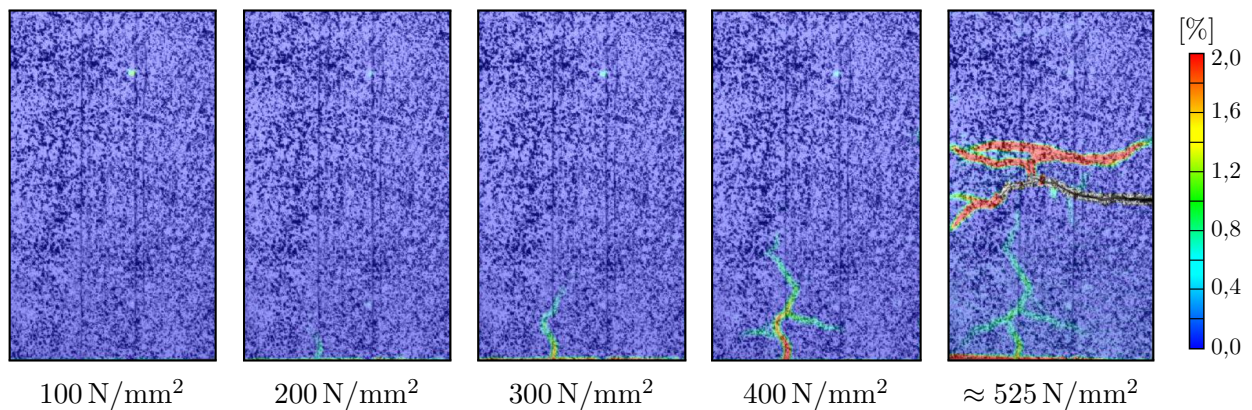


Abbildung B.168: Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)

Bruchbild von Versuch VDK-12

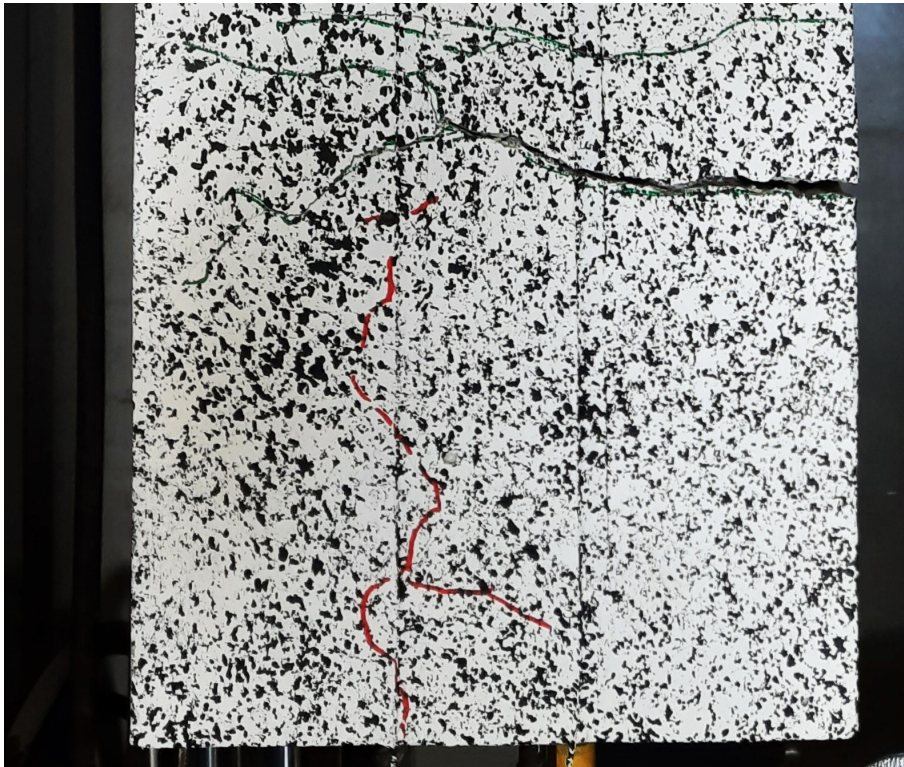


Abbildung B.169: Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-12 (Stab 1)



Abbildung B.170: Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-12 (Unterseite)

Übersicht VDK-9 bis VDK-12

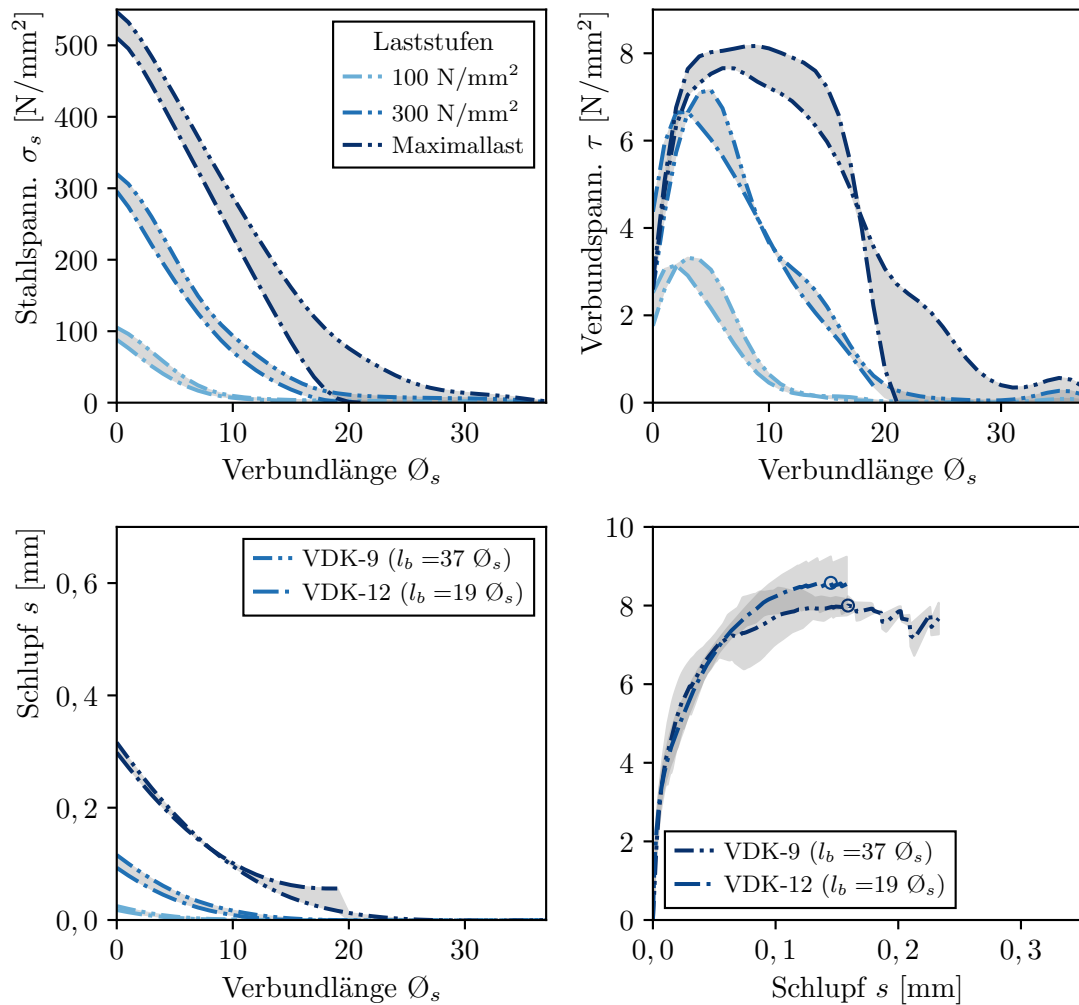
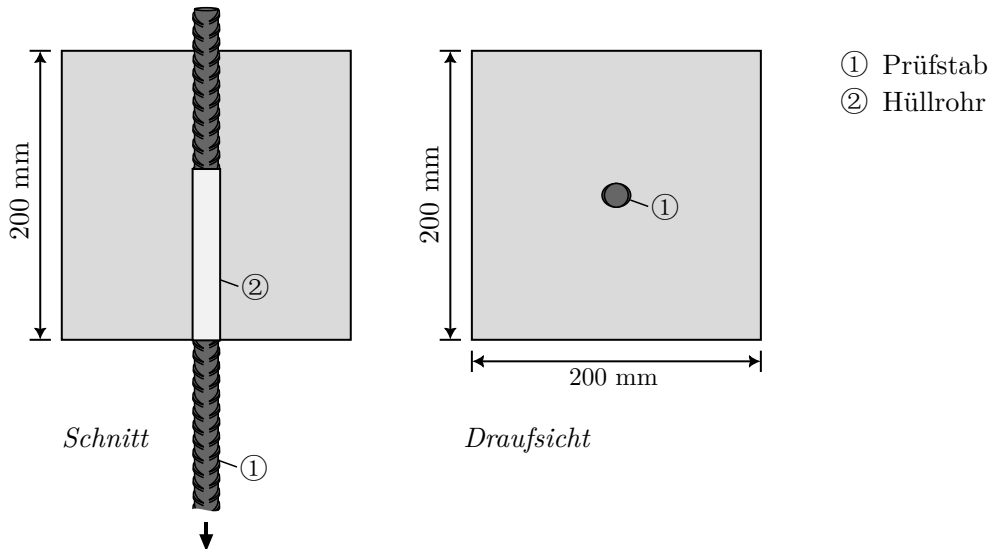


Abbildung B.171: Verlauf von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ , Schlupf s und der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) von Versuchen VDK-9 und VDK-12 mit variierter Verbundlänge

B.3 RILEM-Ausziehversuche

Versuchsserie POT-1



Druckfestigkeit

$$f_{cm,cube} = 49,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 41,1 \text{ N/mm}^2$$

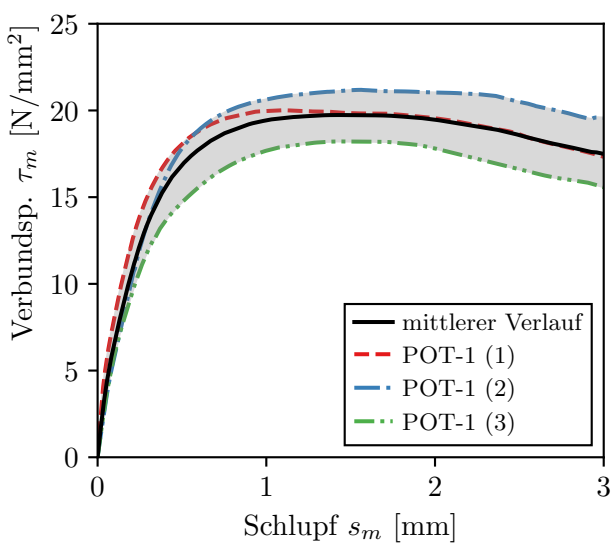
Zugfestigkeit

$$f_{ctm,sp} = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,36 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul $E_c = 32\,588 \text{ N/mm}^2$

Versuch POT-1 (1) bis (3)



konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 0,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,61 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 19,75 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 1,55 \text{ mm}$$

Abbildung B.172: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-1 (1) bis (3)

Versuch POT-1 (4) bis (6)

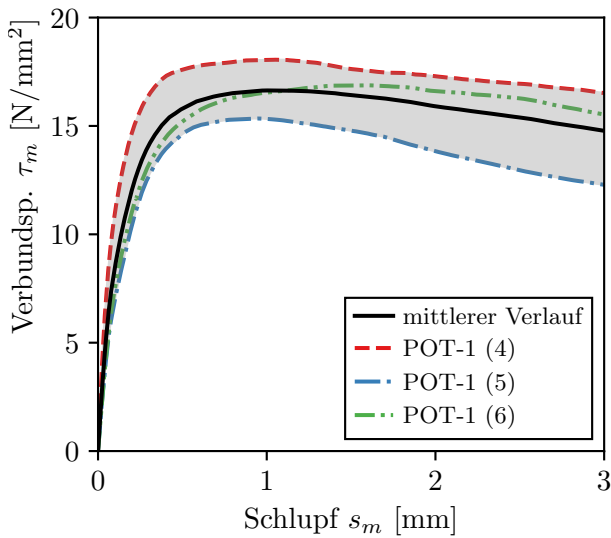


Abbildung B.173: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-1 (4) bis (6)

konstr. Durchbildung

Stahl B16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 8,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 16,64 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 1,07 \text{ mm}$$

Versuch POT-1 (7) bis (8)

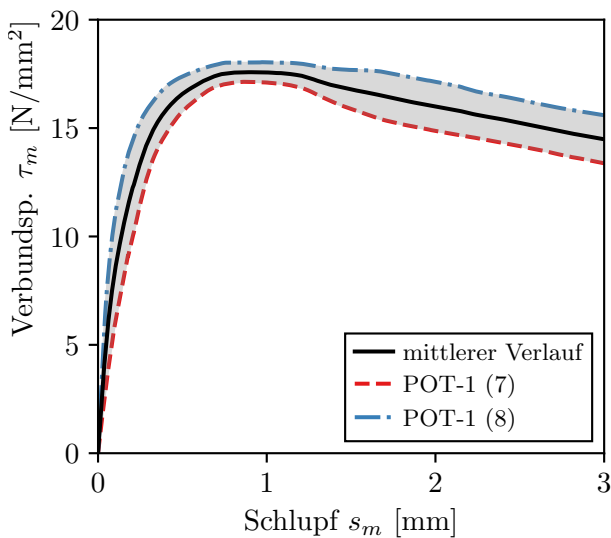


Abbildung B.174: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-1 (7) bis (8)

konstr. Durchbildung

Stahl C16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,15 \text{ N/mm}^2$$

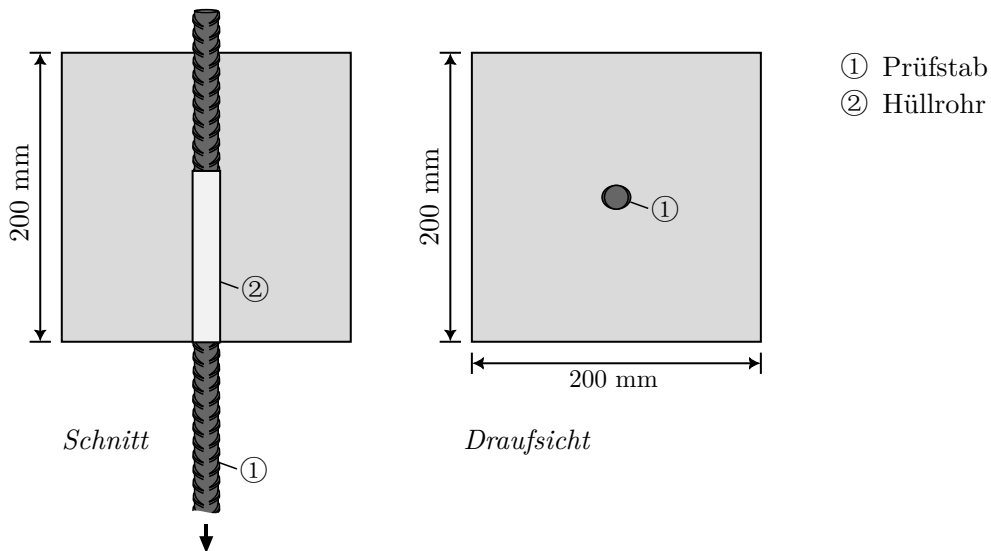
$$\tau_{m,0,05} = 5,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 8,4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 17,58 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,89 \text{ mm}$$

Versuchsserie POT-2

Druckfestigkeit

$$f_{cm,cube} = 28,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 24,4 \text{ N/mm}^2$$

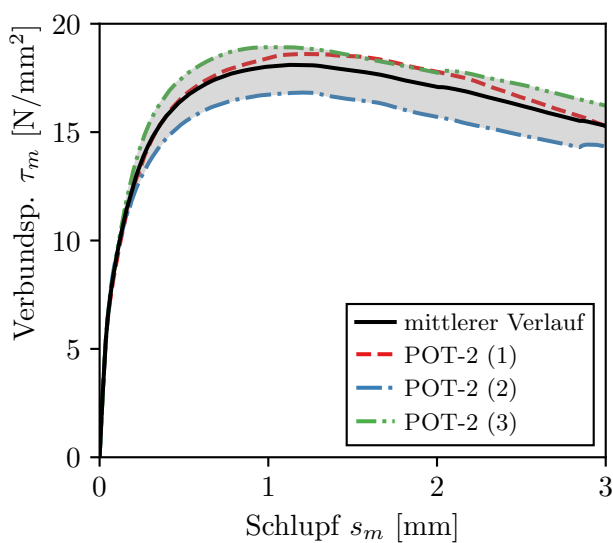
Zugfestigkeit

$$f_{ctm,sp} = 2,38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,14 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul $E_c = 29\,755 \text{ N/mm}^2$

Versuch POT-2 (1) bis (3)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,65 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 6,57 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 9,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 18,11 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 1,15 \text{ mm}$$

Abbildung B.175: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-2 (1) bis (3)

Versuch POT-2 (4) bis (6)

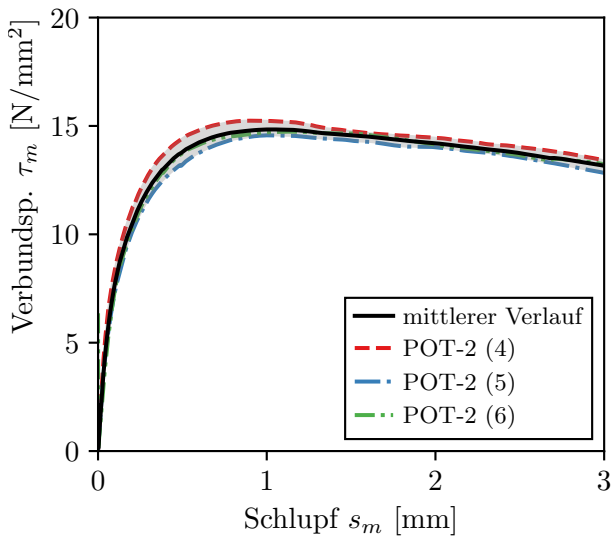


Abbildung B.176: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-2 (4) bis (6)

konstr. Durchbildung

Stahl B16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,05 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,73 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 14,84 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 1,03 \text{ mm}$$

Versuch POT-2 (7) bis (9)

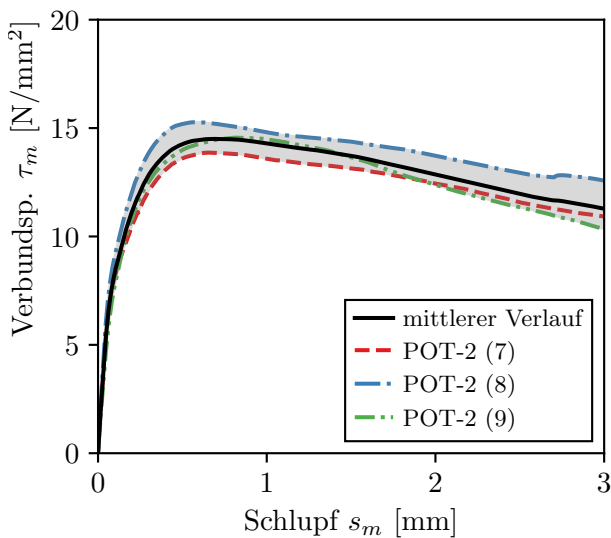


Abbildung B.177: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-2 (7) bis (9)

konstr. Durchbildung

Stahl C16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,27 \text{ N/mm}^2$$

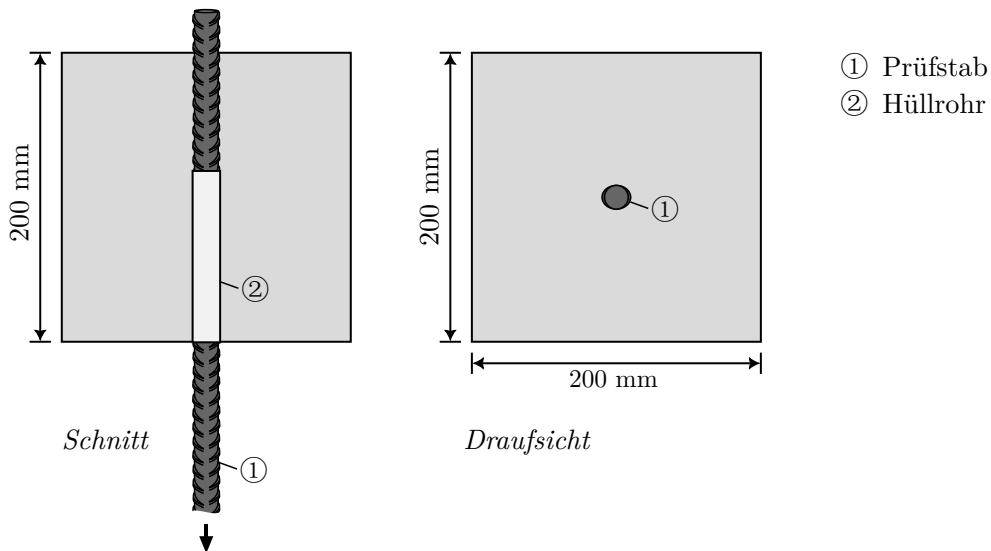
$$\tau_{m,0,05} = 5,67 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 8,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 14,5 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,69 \text{ mm}$$

Versuchsserie POT-3

Druckfestigkeit

$$f_{cm,cube} = 87,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 78,3 \text{ N/mm}^2$$

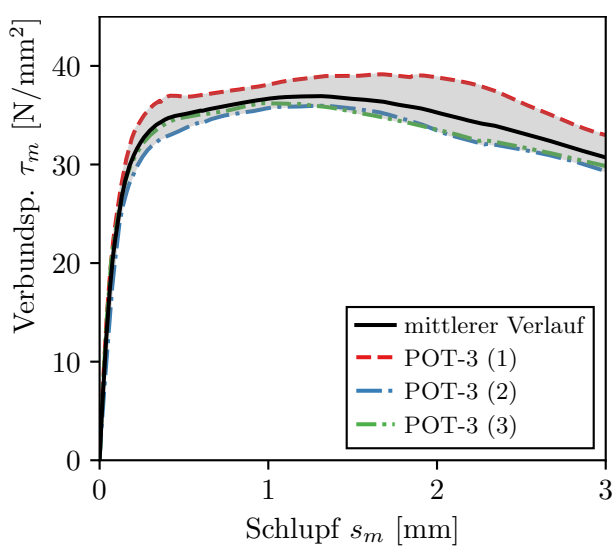
Zugfestigkeit

$$f_{ctm,sp} = 3,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 3,53 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul $E_c = 38\,227 \text{ N/mm}^2$

Versuch POT-3 (1) bis (3)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 3,625 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 3,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 14,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 23,35 \text{ N/mm}^2$$

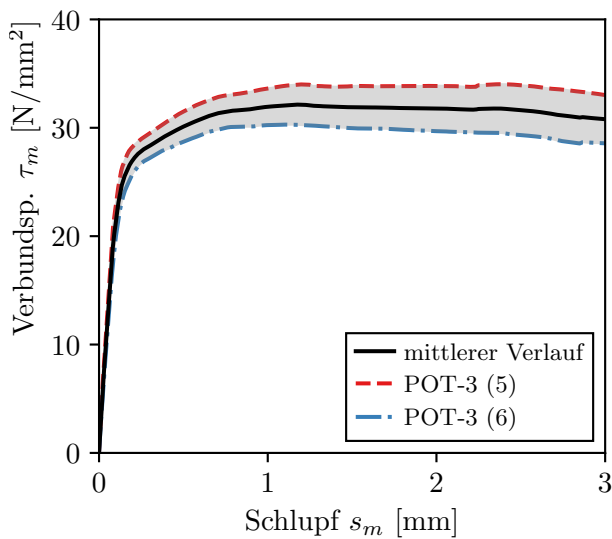
$$\tau_{m,max} = 36,93 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 1,31 \text{ mm}$$

Abbildung B.178: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-3 (1) bis (3)

Versuch POT-3 (4) bis (6)

– fehlerhafte Messung bei POT-3 (4)

**Abbildung B.179:** Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-3 (4) bis (6)konstr. Durchbildung

Stahl B16

Verbundlänge $l_b = 3,5625 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

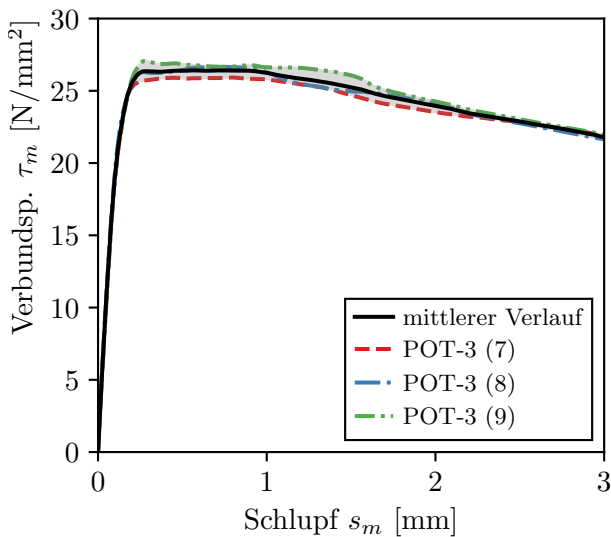
$$\tau_{m,0,01} = 2,87 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 12,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 21,48 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 32,14 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 1,18 \text{ mm}$$

Versuch POT-3 (7) bis (9)**Abbildung B.180:** Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-3 (7) bis (9)konstr. Durchbildung

Stahl C16

Verbundlänge $l_b = 3,5625 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 2,39 \text{ N/mm}^2$$

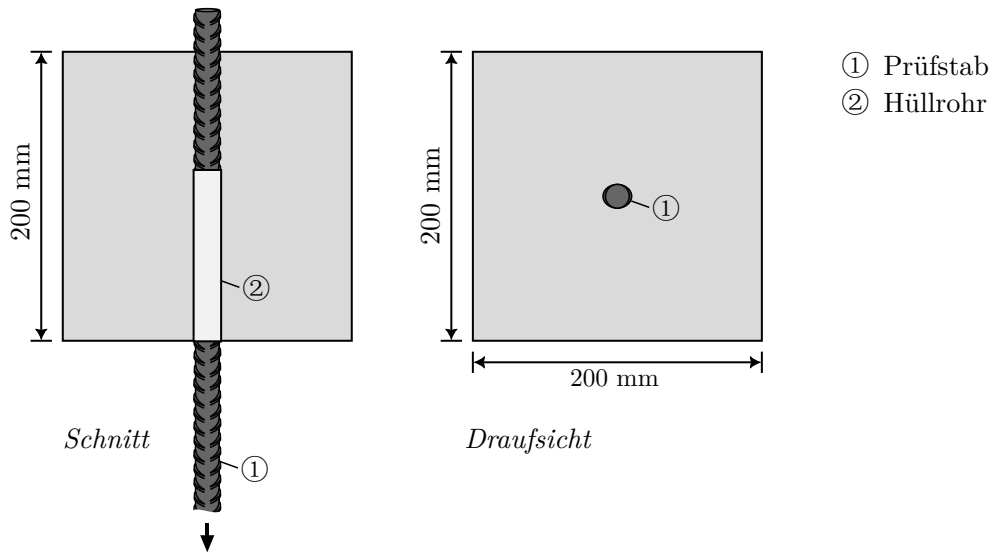
$$\tau_{m,0,05} = 10,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 19,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 26,41 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,57 \text{ mm}$$

Versuchsserie POT-4

Druckfestigkeit

$$f_{cm,cube} = 43,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 43,5 \text{ N/mm}^2$$

Zugfestigkeit

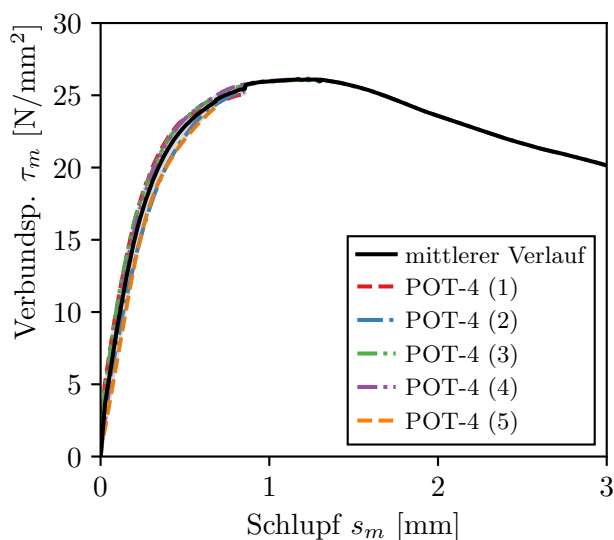
$$f_{ctm,sp} = 2,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,61 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul $E_c = 33\,982 \text{ N/mm}^2$

Versuch POT-4 (1) bis (6)

- Teilweises Spaltversagen. Diese Messkurven wurden nur bis τ_{max} dargestellt.
- Fehlerhafte Messung bei POT-4 (6)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,54 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 9,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 26,11 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 1,26 \text{ mm}$$

Abbildung B.181: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-4 (1) bis (6)

Versuch POT-4 (7) bis (9)

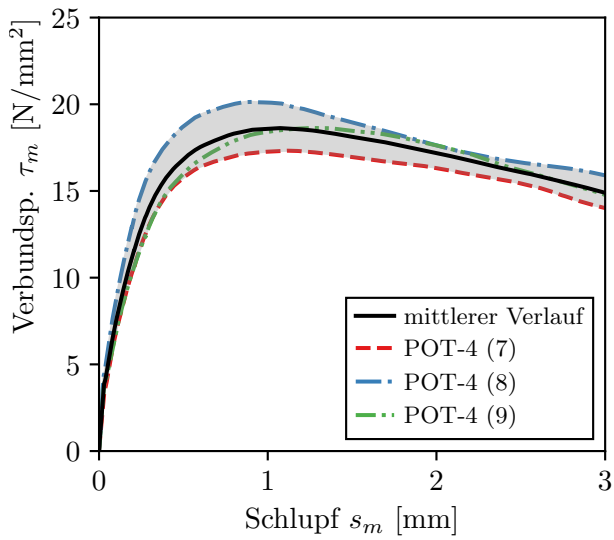


Abbildung B.182: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-4 (7) bis (9)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen mäßig

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,8 \text{ N/mm}^2$$

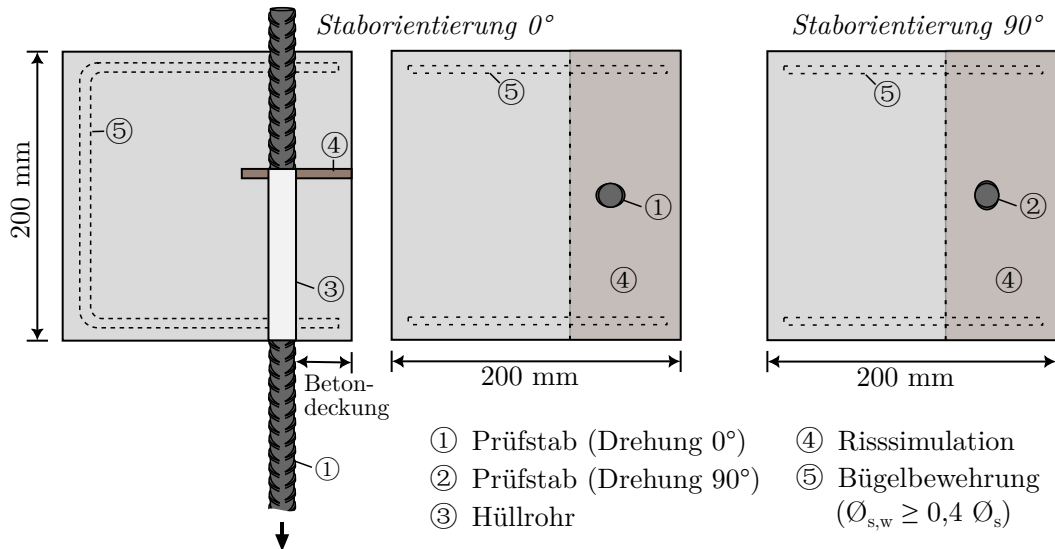
$$\tau_{m,0,1} = 7,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 18,63 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 1,07 \text{ mm}$$

B.4 Konsolenförmige Ausziehversuche

Versuchsserie KPOT-1



Druckfestigkeit

$$f_{cm,cube} = 49,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 41,1 \text{ N/mm}^2$$

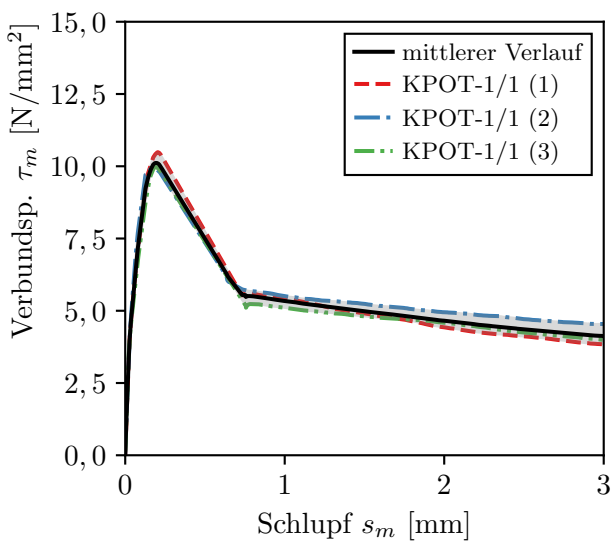
Zugfestigkeit

$$f_{ctm,sp} = 2,62 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,36 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul $E_c = 32\,588 \text{ N/mm}^2$

Versuch KPOT-1/1 (1) bis (3)



konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \text{ } \varnothing_s$

Betondeckung $c = 4,5 \text{ } \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,61 \text{ N/mm}^2$$

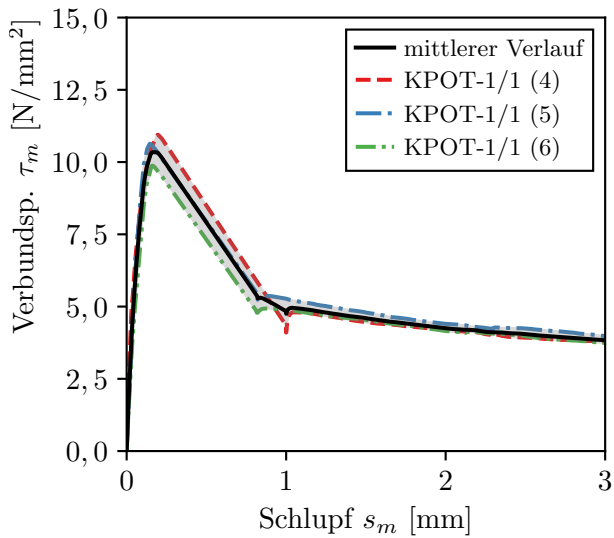
$$\tau_{m,0,05} = 5,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 8,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 10,12 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,2 \text{ mm}$$

Abbildung B.183: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/1 (1) bis (3)

Versuch KPOT-1/1 (4) bis (6)**Abbildung B.184:** Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/1 (4) bis (6)konstr. Durchbildung

Stahl B16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 4,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

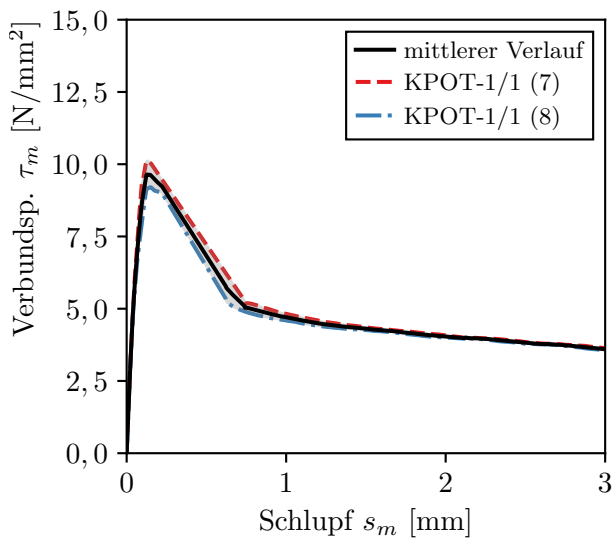
$$\tau_{m,0,01} = 1,42 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 8,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 10,35 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,17 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-1/1 (7) bis (8)**Abbildung B.185:** Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/1 (7) bis (8)konstr. Durchbildung

Stahl C16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 4,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,37 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,79 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 8,82 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 9,64 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,13 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-1/2 (1) bis (3)

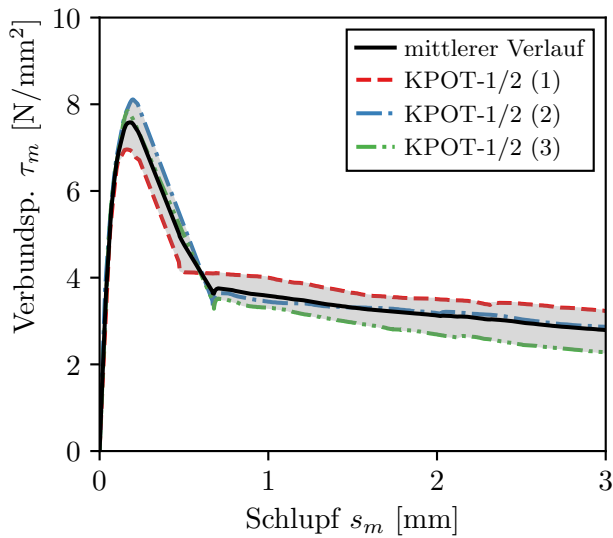


Abbildung B.186: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/2 (1) bis (3)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,03 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,64 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,58 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,18 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-1/2 (4) bis (6)

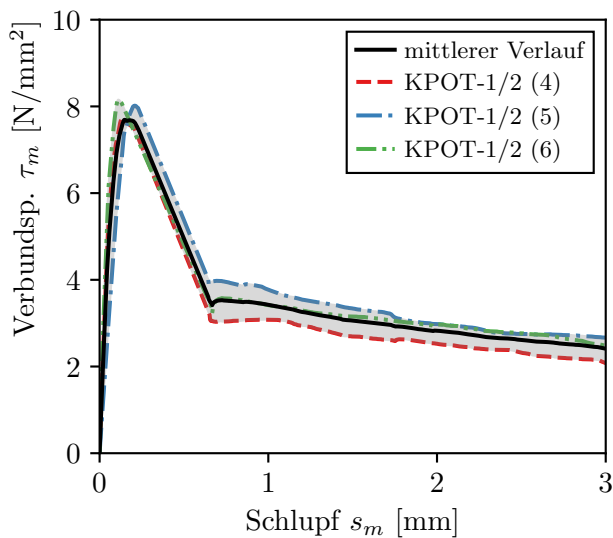


Abbildung B.187: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/2 (4) bis (6)

konstr. Durchbildung

Stahl B16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,04 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,63 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,92 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,69 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,15 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-1/2 (7) bis (8)

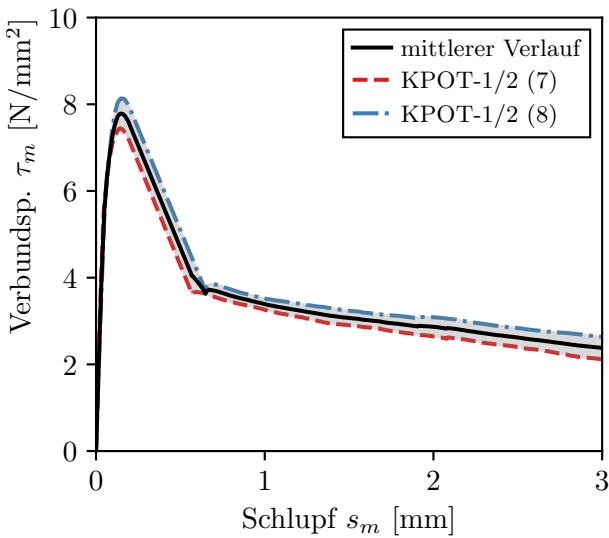


Abbildung B.188: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/2 (7) bis (8)

konstr. Durchbildung

Stahl C16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,59 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,32 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,79 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,15 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-1/3 (1) bis (3)

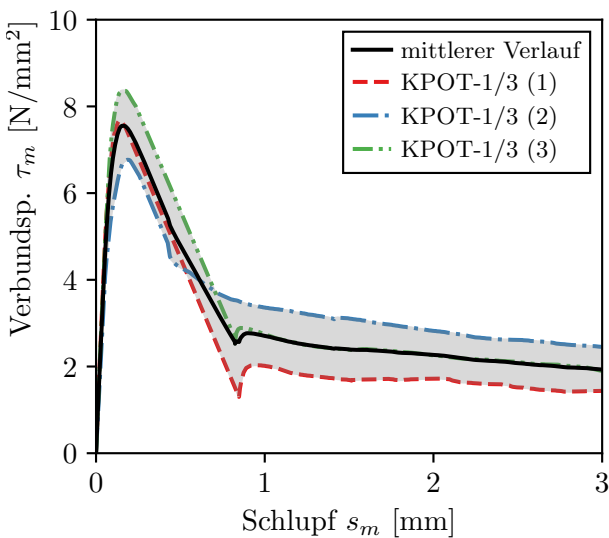


Abbildung B.189: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/3 (1) bis (3)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 1,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 0,91 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,81 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,56 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,16 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-1/3 (4) bis (6)

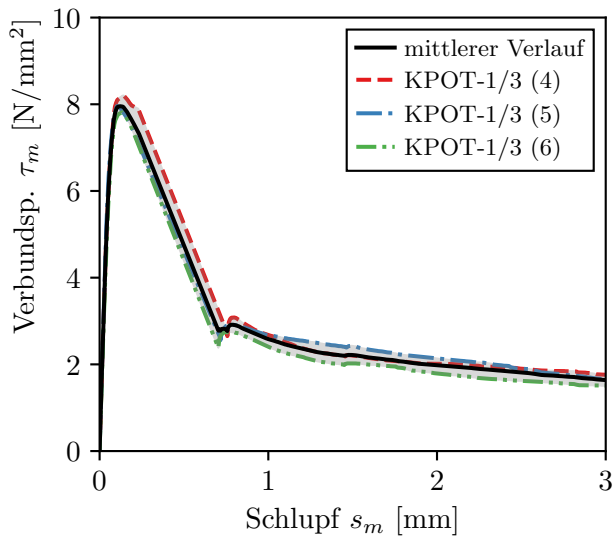


Abbildung B.190: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/3 (4) bis (6)

konstr. Durchbildung

Stahl B16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 1,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,35 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,84 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,9 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,96 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,12 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-1/3 (7) bis (8)

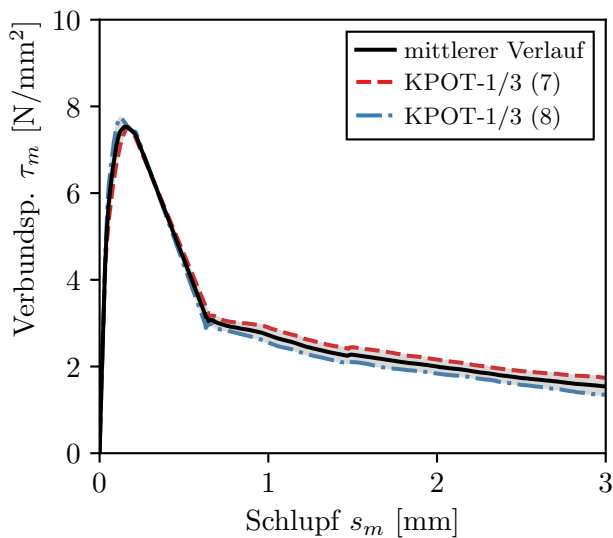


Abbildung B.191: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/3 (7) bis (8)

konstr. Durchbildung

Stahl C16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 1,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,43 \text{ N/mm}^2$$

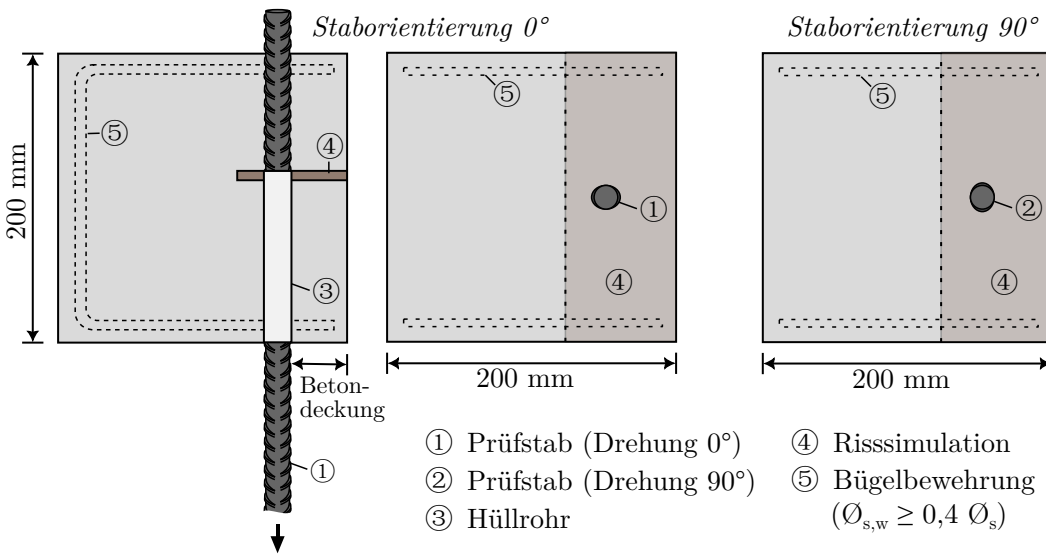
$$\tau_{m,0,05} = 5,57 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 7,11 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,53 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,15 \text{ mm}$$

Versuchsserie KPOT-2

Druckfestigkeit

$$f_{cm,cube} = 28,5 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 24,4 \text{ N/mm}^2$$

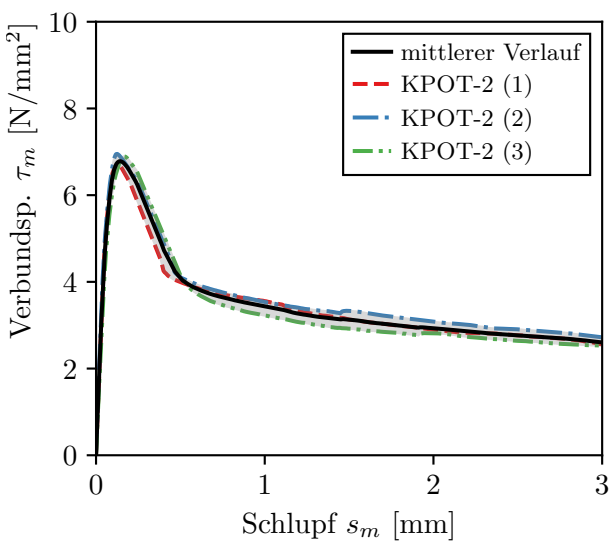
Zugfestigkeit

$$f_{ctm,sp} = 2,38 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 2,14 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul $E_c = 29\,755 \text{ N/mm}^2$

Versuch KPOT-2 (1) bis (3)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,02 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,47 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,max} = 6,78 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{max}) = 0,14 \text{ mm}$$

Abbildung B.192: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-2 (1) bis (3)

Versuch KPOT-2 (4) bis (6)

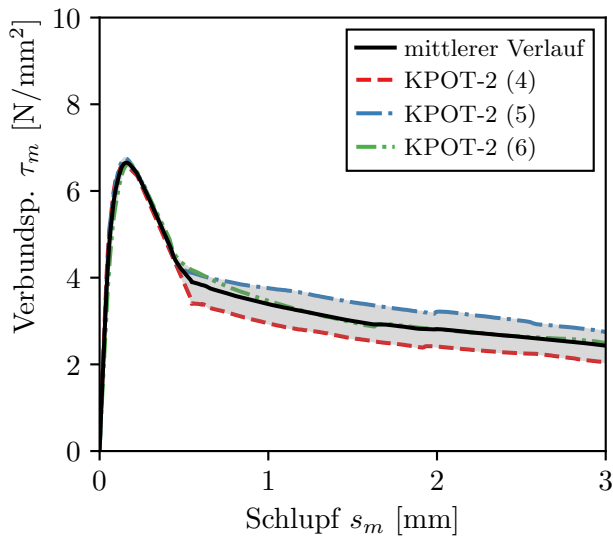


Abbildung B.193: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-2 (4) bis (6)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 90°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 0,99 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,12 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 6,65 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,16 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-2 (7) bis (8)

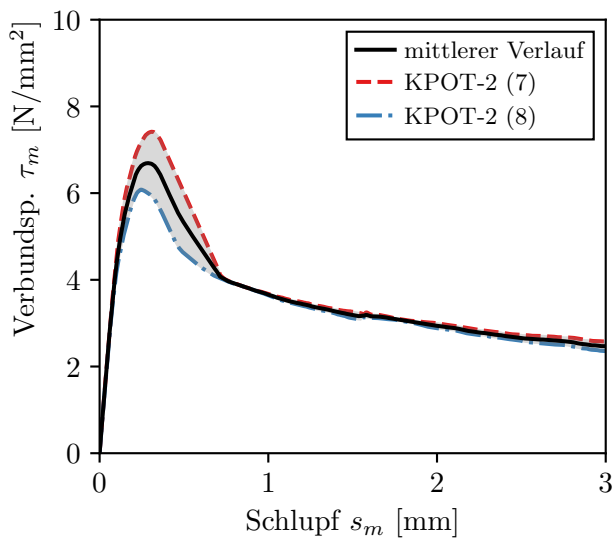


Abbildung B.194: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-2 (7) bis (8)

konstr. Durchbildung

Stahl B16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 0,49 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 2,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 4,36 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 6,69 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,29 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-2 (9) bis (10)

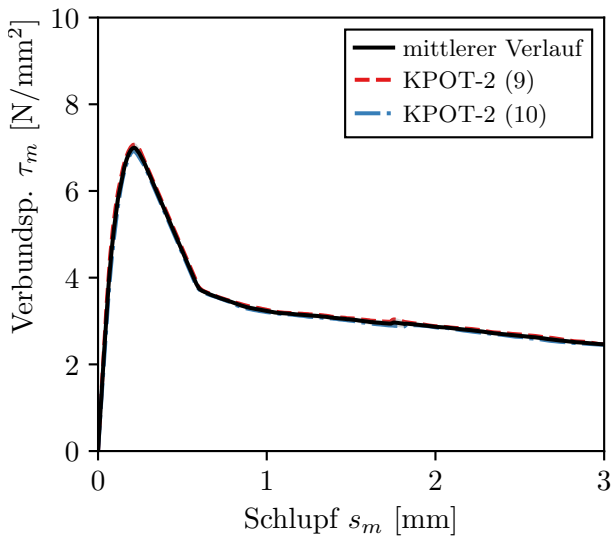


Abbildung B.195: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-2 (9) bis (10)

konstr. Durchbildung

Stahl C16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 0,65 \text{ N/mm}^2$$

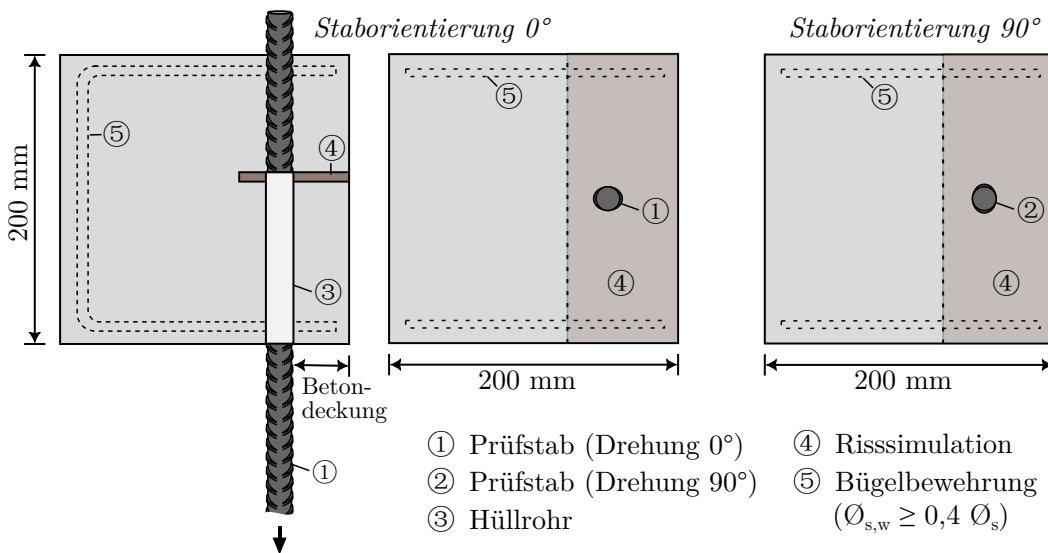
$$\tau_{m,0,05} = 3,13 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 5,31 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,0 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,21 \text{ mm}$$

Versuchsserie KPOT-3

Druckfestigkeit

$$f_{cm,cube} = 87,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cm,cyl} = 78,3 \text{ N/mm}^2$$

Zugfestigkeit

$$f_{ctm,sp} = 3,92 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctm} = 3,53 \text{ N/mm}^2$$

E-Modul $E_c = 38\,227 \text{ N/mm}^2$

Versuch KPOT-3 (1) bis (3)

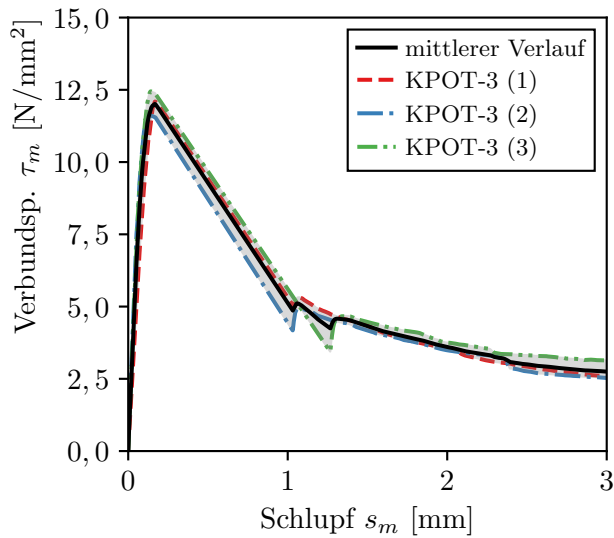


Abbildung B.196: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-3 (1) bis (3)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 6,34 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 10,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 12,01 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,17 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-3 (4) bis (6)

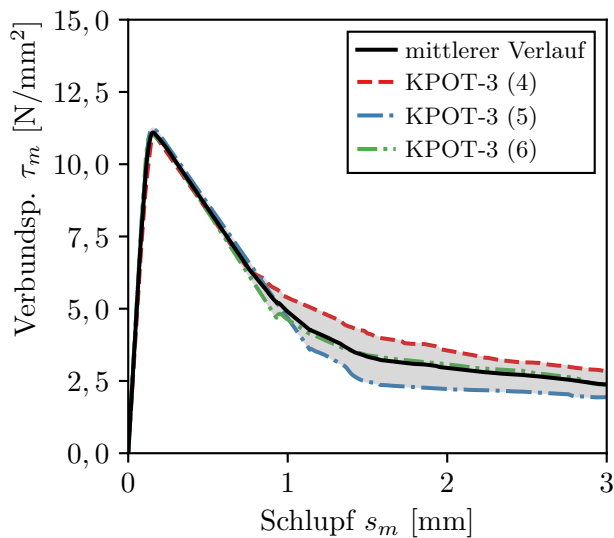


Abbildung B.197: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-3 (4) bis (6)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 90°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

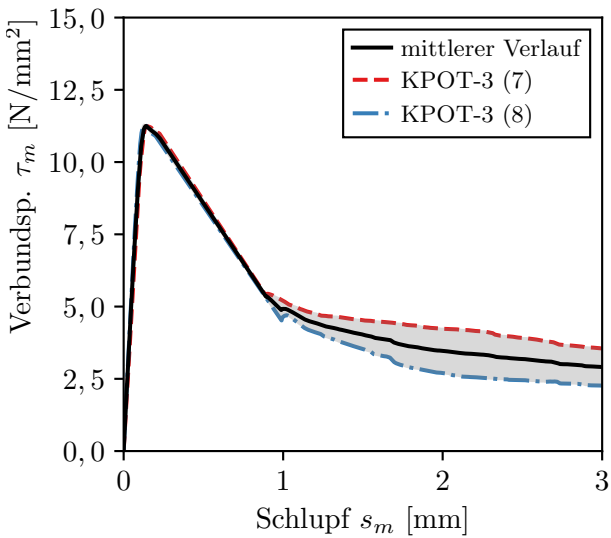
$$\tau_{m,0,01} = 0,97 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 4,74 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 9,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 11,1 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,15 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-3 (7) bis (8)**Abbildung B.198:** Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-3 (7) bis (8)konstr. Durchbildung

Stahl B16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

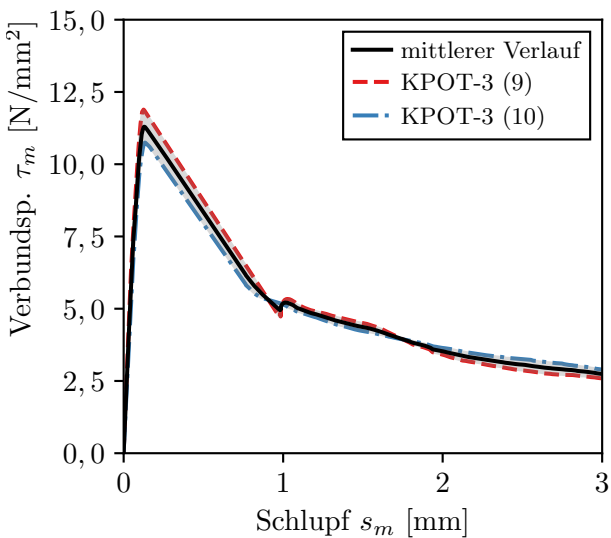
$$\tau_{m,0,01} = 1,09 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 9,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 11,25 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,14 \text{ mm}$$

Versuch KPOT-3 (9) bis (10)**Abbildung B.199:** Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-3 (9) bis (10)konstr. Durchbildung

Stahl C16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$ Betondeckung $c = 2,5 \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0° mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,31 \text{ N/mm}^2$$

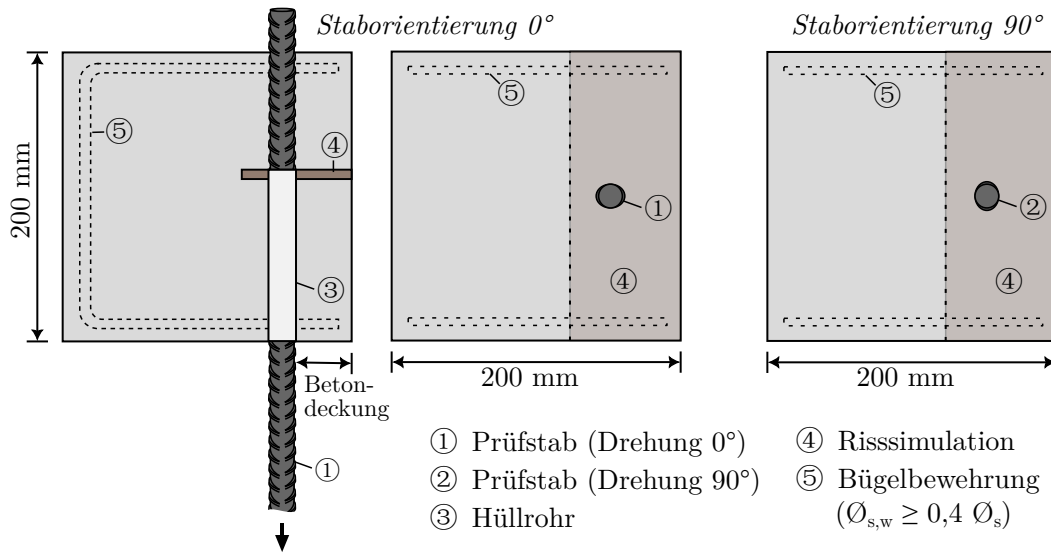
$$\tau_{m,0,05} = 6,2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 10,38 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 11,3 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,13 \text{ mm}$$

Versuchsserie KPOT-4



Druckfestigkeit

$f_{cm,cube} = 43,7 \text{ N/mm}^2$

$f_{cm,cyl} = 43,5 \text{ N/mm}^2$

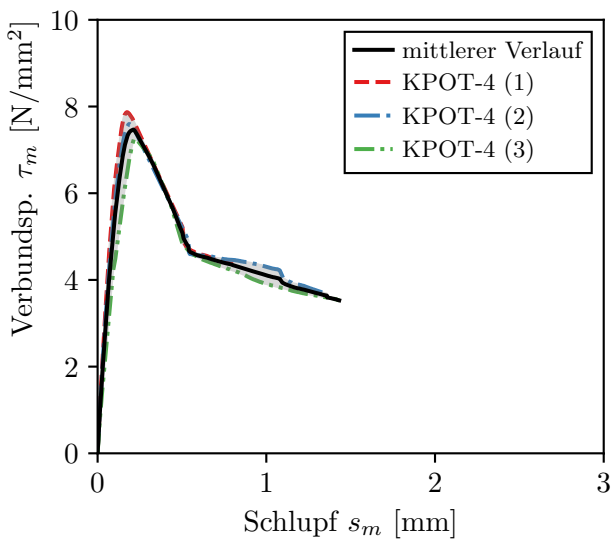
Zugfestigkeit

$f_{ctm,sp} = 2,9 \text{ N/mm}^2$

$f_{ctm} = 2,61 \text{ N/mm}^2$

E-Modul $E_c = 33\,982 \text{ N/mm}^2$

Versuch KPOT-4 (1) bis (3)



konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \text{ } \varnothing_s$

Betondeckung $c = 5,75 \text{ } \varnothing_s$

Verbundbedingungen gut

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$\tau_{m,0,01} = 0,72 \text{ N/mm}^2$

$\tau_{m,0,05} = 3,07 \text{ N/mm}^2$

$\tau_{m,0,1} = 5,39 \text{ N/mm}^2$

$\tau_{m,max} = 7,47 \text{ N/mm}^2$

$s(\tau_{max}) = 0,21 \text{ mm}$

Abbildung B.200: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-4 (1) bis (3)

Versuch KPOT-4 (4) bis (6)

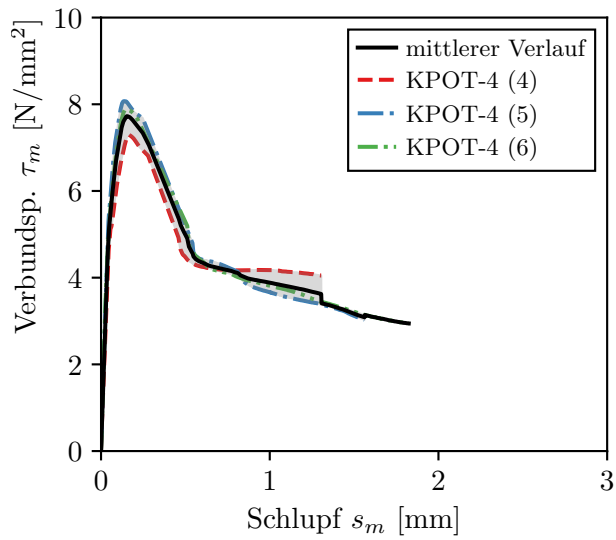


Abbildung B.201: Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-4 (4) bis (6)

konstr. Durchbildung

Stahl A16

Verbundlänge $l_b = 5 \varnothing_s$

Betondeckung $c = 5,75 \varnothing_s$

Verbundbedingungen mäßig

Staborientierung 0°

mittlere Kennwerte T-S-Beziehung

$$\tau_{m,0,01} = 1,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,05} = 5,26 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,0,1} = 6,98 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{m,\max} = 7,73 \text{ N/mm}^2$$

$$s(\tau_{\max}) = 0,16 \text{ mm}$$

Anhang C

Dokumentation der Versuchsdatensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZT

Nachfolgend sind die Versuchsdatensätze mit der Bezeichnung „TUM Bond Database“ (kurz TUMBD, Stand Mai 2024) für Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZT dargestellt. Der Datensatz für Übergreifungsstöße (Abschn. C.1) enthält 1001 Versuche und der Datensatz für Verankerungen (Abschn. C.2) 181 Versuche. In Abschnitt C.3 ist der Versuchsdatensatz für gute und mäßige Verbundbedingungen mit 50 Einträgen aufgeführt. Es wurden nur gut dokumentierte Balkenversuche aus der Literatur berücksichtigt. Versuchsdaten, die nicht der Standardversuchskonfiguration entsprechen – z. B. hohe Silika-Konzentrationen bei [Hamad u. Itani 1998], Oberflächenbewehrung bei [Schoening 2018] oder alternierende Rippen bei [Choi et al. 2020], um nur einige Beispiele zu nennen – wurden nicht berücksichtigt. Ebenfalls nicht berücksichtigt wurden Versuche, bei denen nach Angaben der Autoren kein Verbundversagen auftrat oder Versuche, die bereits in anderer Literatur zitiert wurden, um Wiederholungen zu vermeiden. In den Untersuchungen in Kapitel 5 und Kapitel 6 wurden Grenzen und Filterkriterien eingeführt, um die Anwendungsgrenzen der Datensätze klar zu definieren. Für die Datensätze wird die folgende Nomenklatur verwendet:

Test-ID	in der Literatur genannte Versuchsbezeichnung
l_0	Übergreifungslänge in [mm]
l_b	Verankerungslänge in [mm]
n_b	Anzahl der verankerten oder übergreifenden Stäbe der Hauptbewehrung
ρ_0	Anteil übergreifender Stäbe bei Übergreifungsstößen (Stoßanteil) in [%]
\varnothing_s	Nenn Durchmesser der verankerten oder übergreifenden Hauptbewehrung in [mm]
f_{cm}	Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons in [N/mm ²]
c_x, c_y	horizontale, vertikale Betondeckung in [mm]
c_s	Abstand zwischen den Hauptbewehrungsstäben in [mm]
ρ_t	Querbewehrungsgrad in [%], Berechnung nach Gleichung 2.15, Abschn. 2.2.5
f_{sy}	Streckgrenze der Hauptbewehrung in [N/mm ²]
σ_s	maximal ermittelte Stahlspannung in der Hauptbewehrung in [N/mm ²]
h_{Boden}	Höhe der Bewehrung über dem Schalungsboden
TCR	Verhältnis mäßiger und guter Verbundbedingungen in Abhängigkeit von der Lage im Bauteil (engl. <i>top-cast ratio</i>)

C.1 Datensatz Übergreifungsstöße

1 Abdel-Kareem, Abousafa, u. El-Hadidi [Abdel-Kareem et al. 2014]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B1	420,0	2	100	16,0	48,6	16,0	16,0	64,0	-	440,0	375,6
B2	420,0	2	100	16,0	65,0	16,0	16,0	64,0	-	440,0	460,4
B3	420,0	2	100	16,0	82,6	16,0	16,0	64,0	-	440,0	467,8
B4	420,0	2	100	16,0	47,0	16,0	16,0	64,0	2,1	440,0	383,8
B5	420,0	2	100	16,0	64,6	16,0	16,0	64,0	2,1	440,0	492,7
B7	320,0	2	100	16,0	83,4	16,0	16,0	64,0	2,76	440,0	493,7
B10	210,0	2	100	16,0	86,7	16,0	16,0	64,0	3,37	440,0	369,8
B11	210,0	2	100	16,0	81,3	16,0	16,0	64,0	3,37	440,0	360,2
B12	210,0	2	100	16,0	83,4	16,0	16,0	64,0	4,21	440,0	380,7

2 Azizinamini, Stark, Roller, u. Ghosh [Azizinamini et al. 1993]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
AB83-8-15-41	1041,4	2	100	25,4	104,2	25,4	25,4	152,4	-	537,1	482,1
AB83-11-15-57.5	1460,5	2	100	35,8	95,6	34,9	34,9	184,1	-	508,1	467,6
AB89-11-15-80	2032,0	2	100	35,8	104,2	34,9	34,9	184,1	-	508,1	490,3
BB-8-5-23	584,2	2	100	25,4	36,5	25,4	25,4	152,4	-	537,1	306,9
BB-11-5-24	609,6	2	100	35,8	35,0	34,9	34,9	184,1	-	488,1	192,4
BB-11-5-36	914,4	3	100	35,8	42,5	34,9	34,9	171,4	-	488,1	308,3
BB-11-5-40	1016,0	2	100	35,8	35,0	34,9	34,9	184,1	-	488,1	283,4
BB-11-11-45	1143,0	3	100	35,8	75,2	34,9	34,9	171,4	-	488,1	323,4
BB-11-12-24	609,6	2	100	35,8	87,8	34,9	34,9	184,1	-	488,1	297,2
BB-11-12-40	1016,0	2	100	35,8	89,6	34,9	34,9	184,1	-	488,1	394,5
BB-11-13-40	1016,0	3	100	35,8	93,8	34,9	34,9	171,4	-	488,1	386,2
BB-11-15-3	330,2	2	100	35,8	98,8	34,9	34,9	184,1	-	508,1	193,8
BB-11-15-36	914,4	3	100	35,8	100,3	34,9	34,9	171,4	-	488,1	384,1

3 Aziznamini, Chisala, u. Ghosh [Aziznamini et al. 1995]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
AB83-11-15- 57.5S-50	1460,5	2	100	35,8	104,2	35,8	35,8	143,3	0,36	508,3	513,0
AB83-11-15- 57.5S-60	1460,5	3	100	35,8	113,8	35,8	35,8	143,3	0,47	488,1	504,0
AB83-11-15- 57.5S-100	1460,5	3	100	35,8	104,1	35,8	35,8	143,3	0,84	488,1	552,3
AB83-11-15- 57.5S-150	1460,5	3	100	35,8	104,1	35,8	35,8	143,3	1,12	488,1	548,1
ABS11-15-40S- 150	1143,0	3	100	35,8	102,7	35,8	35,8	143,3	0,95	488,1	508,3
ABS11-15-45S- 60	1143,0	3	100	35,8	102,7	35,8	35,8	143,3	0,48	488,1	521,2
ABS11-15-45S- 100	1143,0	3	100	35,8	102,4	35,8	35,8	143,3	0,71	488,1	523,0

4 Aziznamini, Pavel, Hatfield, u. Ghosh [Aziznamini et al. 1999]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
1	1041,4	2	100	25,4	104,2	25,4	25,4	76,2	-	536,8	479,2
2	914,4	3	100	25,4	99,6	25,4	25,4	50,8	-	497,5	501,4
3	812,8	2	100	25,4	107,5	25,4	25,4	76,2	-	497,5	473,1
4	812,8	2	100	25,4	107,5	25,4	25,4	76,2	-	497,5	460,7
5	762,0	3	100	25,4	103,7	25,4	25,4	50,8	-	497,5	460,1
6	635,0	2	100	25,4	105,7	25,4	25,4	76,2	-	497,5	429,0
7	584,2	2	100	25,4	36,5	25,4	25,4	76,2	-	536,8	308,4
8	508,0	2	100	25,4	105,7	25,4	25,4	76,2	-	497,5	359,8
10	635,0	2	100	25,4	110,3	25,4	25,4	76,2	2,21	499,2	556,7
11	635,0	2	100	25,4	108,3	25,4	25,4	76,2	1,77	499,2	533,0
14	812,8	2	100	25,4	108,2	25,4	25,4	76,2	1,04	499,2	558,0
15	812,8	2	100	25,4	100,5	25,4	25,4	76,2	1,04	490,9	526,0
16	914,4	2	100	25,4	99,6	50,8	50,8	101,6	-	497,5	516,0
17	508,0	2	100	25,4	103,7	50,8	50,8	101,6	-	497,5	487,0
18	482,6	2	100	25,4	107,5	50,8	50,8	101,6	-	497,5	458,5

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
19	482,6	2	100	25,4	107,5	50,8	50,8	101,6	-	497,5	461,0
20	381,0	2	100	25,4	105,7	50,8	50,8	101,6	-	497,5	445,3
21	254,0	2	100	25,4	105,7	50,8	50,8	101,6	-	497,5	282,1
22	381,0	2	100	25,4	108,3	50,8	50,8	101,6	3,68	499,2	533,6
23	381,0	2	100	25,4	108,3	50,8	50,8	101,6	2,95	499,2	463,5
24	381,0	2	100	25,4	108,3	50,8	50,8	101,6	2,21	499,2	446,6
25	482,6	2	100	25,4	109,5	50,8	50,8	101,6	2,91	497,5	517,9
26	482,6	2	100	25,4	109,5	50,8	50,8	101,6	2,33	497,5	501,6
27	482,6	2	100	25,4	108,2	50,8	50,8	101,6	1,74	499,2	505,6
28	482,6	2	100	25,4	100,5	50,8	50,8	101,6	1,16	490,9	490,9
29	2032,0	2	100	35,8	104,2	34,9	34,9	91,7	-	508,3	486,7
30	1460,5	2	100	35,8	95,6	34,9	34,9	91,7	-	508,3	464,3
31	1143,0	3	100	35,8	108,6	34,9	34,9	86,2	-	492,6	492,6
32	1143,0	2	100	35,8	107,0	34,9	34,9	91,7	-	492,6	469,2
33	1143,0	2	100	35,8	107,0	34,9	34,9	91,7	-	488,1	476,8
34	1143,0	3	100	35,8	75,2	34,9	34,9	86,2	-	488,1	334,6
36	1016,0	2	100	35,8	89,6	34,9	34,9	91,7	-	488,1	402,2
37	1016,0	3	100	35,8	93,8	34,9	34,9	86,2	-	488,1	313,0
39	1016,0	2	100	35,8	35,0	34,9	34,9	91,7	-	488,1	298,8
40	914,4	3	100	35,8	100,3	34,9	34,9	86,2	-	488,1	391,9
42	914,4	3	100	35,8	100,3	34,9	34,9	86,2	-	488,1	393,6
43	914,4	3	100	35,8	42,5	34,9	34,9	86,2	-	488,1	322,9
45	609,6	2	100	35,8	87,8	34,9	34,9	91,7	-	488,1	305,4
46	609,6	2	100	35,8	35,0	34,9	34,9	91,7	-	488,1	205,2
48	330,2	2	100	35,8	98,8	34,9	34,9	91,7	-	508,3	191,3
49	1016,0	3	100	35,8	108,7	34,9	34,9	86,2	1,04	488,1	488,1
52	1143,0	3	100	35,8	102,4	34,9	34,9	86,2	0,7	488,1	566,9
53	1143,0	3	100	35,8	102,7	34,9	34,9	86,2	0,46	488,1	505,2
56	1460,5	2	100	35,8	104,2	34,9	34,9	91,7	0,37	508,3	504,6
58	1066,8	2	100	35,8	103,7	76,2	76,2	161,5	-	492,6	506,3
59	914,4	2	100	35,8	99,6	76,2	76,2	161,5	-	492,6	484,8
60	711,2	2	100	35,8	103,7	76,2	76,2	161,5	-	492,6	479,2
61	508,0	2	100	35,8	104,7	76,2	76,2	161,5	3,13	517,1	503,3
62	508,0	2	100	35,8	110,3	76,2	76,2	161,5	1,96	492,6	454,1
63	508,0	2	100	35,8	110,3	76,2	76,2	161,5	1,57	492,6	401,5
64	609,6	2	100	35,8	104,7	76,2	76,2	161,5	3,26	517,1	529,0
65	609,6	2	100	35,8	100,5	76,2	76,2	161,5	1,63	492,6	447,9

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
66	609,6	2	100	35,8	100,5	76,2	76,2	161,5	1,31	492,6	457,7
67	711,2	2	100	35,8	106,3	76,2	76,2	161,5	1,96	517,1	563,1
68	711,2	2	100	35,8	106,3	76,2	76,2	161,5	1,4	517,1	537,2
69	711,2	2	100	35,8	108,2	76,2	76,2	161,5	1,12	492,6	516,5
70	711,2	2	100	35,8	108,2	76,2	76,2	161,5	0,84	492,6	512,3

5 Bashandy [Bashandy 2009]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B1	250,0	2	100	25,0	22,4	35,0	35,0	70,0	-	462,0	114,0
B4	250,0	2	100	25,0	22,4	35,0	35,0	70,0	2,41	462,0	173,0
B7	380,0	2	100	25,0	23,2	35,0	35,0	70,0	-	462,0	160,0
B10	380,0	2	100	25,0	23,2	25,0	25,0	50,0	-	462,0	124,0
B13	380,0	1	100	32,0	23,2	35,0	35,0	-	-	438,0	152,0

6 Burkhardt [Burkhardt 2000]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B 1	750,0	2	100	20,0	82,0	20,0	20,0	40,0	2,35	589,0	570,0
B 2	300,0	2	100	20,0	81,0	20,0	20,0	40,0	5,03	589,0	565,0
B 3	750,0	2	100	20,0	77,0	20,0	20,0	40,0	-	589,0	540,0
B 4	750,0	2	100	20,0	96,0	20,0	20,0	40,0	-	589,0	510,0
B 5	850,0	2	100	20,0	70,0	20,0	20,0	40,0	-	589,0	564,0
B 6	750,0	2	100	20,0	84,0	40,0	40,0	40,0	-	589,0	589,0
B 7	750,0	2	100	20,0	83,0	20,0	20,0	40,0	0,67	589,0	580,0
B 8	420,0	2	100	28,0	79,0	30,0	30,0	56,0	5,34	555,0	557,0
B 9	300,0	4	100	20,0	89,0	20,0	20,0	40,0	2,51	589,0	591,0

7 Cairns [Cairns 2014]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B0	320,0	3	100	16,0	34,5	20,0	20,0	39,0	1,96	500,0	388,0
B1.1	320,0	1	33	16,0	34,5	20,0	20,0	98,0	3,93	500,0	373,0
C0.5	400,0	2	100	20,0	33,6	20,0	20,0	94,0	1,88	500,0	359,0
C0a	480,0	2	100	20,0	34,5	20,0	20,0	94,0	1,57	500,0	430,0
C0b	400,0	2	100	20,0	30,4	23,0	23,0	93,0	1,88	500,0	304,0
C1.1a	400,0	1	50	20,0	33,6	23,0	23,0	161,0	2,51	500,0	312,0
C1.1b	400,0	1	50	20,0	30,4	23,0	23,0	162,0	2,51	500,0	291,0
C1.5a	400,0	1	50	20,0	33,6	20,0	20,0	160,0	2,51	500,0	312,0
C1.5b	400,0	1	50	20,0	30,4	20,0	20,0	159,0	2,51	500,0	298,0
D0	400,0	2	100	20,0	30,2	22,0	22,0	94,0	1,88	500,0	331,0
D0.5	400,0	2	100	20,0	30,2	22,0	22,0	94,0	1,88	500,0	373,0
D1	400,0	1	50	20,0	30,2	22,0	22,0	94,0	3,77	500,0	358,0
D1.25	400,0	1	50	20,0	30,2	22,0	22,0	172,0	3,77	500,0	394,0
G0	320,0	3	100	16,0	25,7	25,0	25,0	57,0	-	500,0	313,0
G0.5	320,0	3	100	16,0	25,7	25,0	25,0	52,0	-	500,0	328,0
G1.3	320,0	1	33	16,0	25,7	25,0	25,0	193,0	-	500,0	307,0
G1.3S	245,0	1	33	16,0	25,7	25,0	25,0	193,0	-	500,0	263,0

8 Chamberlin [Chamberlin 1958]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
3a	152,4	2	100	12,7	30,7	12,7	25,4	76,2	-	344,7	227,1
3b	152,4	2	100	12,7	30,7	12,7	25,4	50,8	-	344,7	228,7
3c	152,4	2	100	12,7	30,7	12,7	25,4	25,4	-	344,7	232,0
4a	152,4	1	100	12,7	30,1	63,5	25,4	-	-	344,7	294,8
4b	152,4	1	100	12,7	30,1	57,2	25,4	-	-	344,7	303,5
4c	152,4	1	100	12,7	30,1	50,8	25,4	-	-	344,7	299,5

9 Chinn, Ferguson, u. Thompson [Chinn et al. 1955]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
D3	279,4	2	100	19,0	30,0	38,1	38,1	50,8	-	393,0	256,2
D4	406,4	2	100	19,0	30,8	38,1	38,1	50,8	-	393,0	326,8
D5	279,4	1	100	19,0	28,8	50,8	38,1	25,4	-	393,0	308,6
D6	279,4	2	100	19,0	29,9	38,1	29,5	31,8	-	393,0	230,8
D7	279,4	1	100	19,0	30,7	26,9	32,3	-	-	393,0	235,5
D8	279,4	2	100	19,0	31,5	38,1	37,6	31,8	-	393,0	250,2
D9	279,4	1	100	19,0	30,2	26,9	36,6	-	-	393,0	243,6
D10	177,8	1	100	19,0	30,1	26,9	37,6	-	-	393,0	182,1
D12	406,4	1	100	19,0	31,2	28,6	41,1	-	-	393,0	319,7
D13	279,4	1	100	19,0	33,2	73,8	36,6	-	-	393,0	338,8
D14	279,4	1	100	19,0	33,2	27,8	21,1	-	-	393,0	226,3
D15	279,4	1	100	19,0	29,6	73,0	15,7	-	-	393,0	292,7
D17	406,4	1	100	19,0	24,7	27,8	20,3	-	-	393,0	279,7
D19	406,4	1	100	19,0	29,2	73,8	43,2	-	-	393,0	397,1
D20	177,8	1	100	19,0	29,2	28,6	36,1	-	-	393,0	187,0
D21	279,4	1	100	19,0	30,9	73,8	37,3	25,4	-	393,0	300,2
D22	177,8	1	100	19,0	30,9	27,8	20,3	-	-	393,0	165,3
D23	406,4	1	100	19,0	30,7	26,9	19,8	-	-	393,0	273,7
D24	406,4	1	100	19,0	30,7	73,0	20,6	-	-	393,0	299,0
D25	609,6	1	100	19,0	35,2	26,9	38,9	-	-	393,0	422,0
D26	609,6	1	100	19,0	35,2	27,8	19,0	-	-	393,0	391,8
D29	279,4	1	100	19,0	51,6	27,8	35,3	-	-	393,0	307,6
D30	406,4	1	100	19,0	51,6	27,8	39,6	-	-	393,0	365,7
D31	139,7	1	100	9,5	32,4	37,3	21,1	-	-	544,7	418,5
D32	279,4	1	100	19,0	32,4	73,0	37,3	-	-	393,0	318,8
D33	514,4	1	100	35,8	33,3	50,5	39,4	-	-	393,0	197,2
D34	317,5	1	100	19,0	26,2	26,9	37,8	-	-	393,0	258,3
D35	609,6	1	100	19,0	26,2	26,9	36,8	-	-	393,0	392,4
D36	139,7	1	100	9,5	30,4	37,3	14,2	-	-	544,7	339,3
D38	279,4	1	100	19,0	21,8	39,6	38,6	-	-	393,0	196,5
D39	279,4	1	100	19,0	21,8	27,8	39,6	-	-	393,0	193,4
D40	406,4	1	100	19,0	36,4	74,7	19,0	-	-	393,0	349,5

10 Choi, Hadje-Ghaffari, Darwin, u. McCabe [Choi et al. 1990]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
1-5N0-12-0-U	304,8	2	100	15,9	37,0	50,8	25,4	101,6	-	439,9	424,3
1-5N0-12-0-U	304,8	3	100	15,9	37,0	50,8	25,4	101,6	-	439,9	439,9
1-5N0-12-0-U	304,8	2	100	15,9	37,0	50,8	25,4	101,6	-	439,9	424,3
1-5N0-12-0-U	304,8	3	100	15,9	37,0	50,8	25,4	101,6	-	439,9	439,9
2-6C0-12-0-U	304,8	2	100	19,0	41,4	50,8	25,4	101,6	-	475,7	354,5
2-6S0-12-0-U	304,8	2	100	19,0	41,4	50,8	25,4	101,6	-	489,5	315,4
3-8N0-16-0-U	406,4	2	100	25,4	41,2	50,8	38,1	101,6	-	439,9	295,7
3-8S0-16-0-U	406,4	2	100	25,4	41,2	50,8	38,1	101,6	-	489,5	346,6
4-11C0-24-0-U	609,6	2	100	35,8	40,3	50,8	50,8	101,6	-	475,7	260,8
4-11S0-24-0-U	609,6	2	100	35,8	40,3	50,8	50,8	101,6	-	489,5	277,6

11 Choi, Yang, u. Choi [Choi et al. 2020]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
D19-CV1	230,0	2	100	19,0	36,1	50,0	50,0	64,0	5,39	533,0	357,0
D22-CV1	330,0	2	100	22,0	24,9	50,0	50,0	110,0	-	535,0	347,0
D22-CV2	330,0	2	100	22,0	36,1	50,0	50,0	110,0	3,25	535,0	358,0
D22-CV3	330,0	2	100	22,0	24,0	50,0	50,0	110,0	3,25	535,0	416,0
D22-CV4	330,0	2	100	22,0	24,0	50,0	50,0	110,0	3,25	535,0	360,0
D22-CV5	330,0	2	100	22,0	24,9	50,0	50,0	110,0	3,25	535,0	350,0
D25-CV1	400,0	2	100	25,0	27,2	50,0	50,0	80,0	-	530,0	294,0
D25-CV2	400,0	2	100	25,0	27,2	50,0	50,0	80,0	3,93	530,0	476,0
D25-CV3	400,0	2	100	25,0	23,0	50,0	50,0	80,0	3,93	530,0	392,0
D25-CV4	400,0	2	100	25,0	24,0	50,0	50,0	80,0	3,93	530,0	426,0
D25-CV5	400,0	2	100	25,0	24,0	50,0	50,0	80,0	3,93	530,0	404,0
D25-CV6	400,0	2	100	25,0	28,0	50,0	50,0	80,0	2,65	530,0	314,0
D25-CV7	400,0	2	100	25,0	35,0	50,0	50,0	80,0	2,36	530,0	296,0
D25-CV8	400,0	2	100	25,0	21,6	50,0	50,0	80,0	2,36	530,0	306,0
D25-HR1	400,0	2	100	25,0	27,2	50,0	50,0	80,0	3,93	533,0	508,0
D25-HR2	400,0	2	100	25,0	21,6	50,0	50,0	80,0	3,93	533,0	408,0
D25-HR3	400,0	2	100	25,0	35,0	50,0	50,0	80,0	2,36	533,0	476,0
D25-HR4	400,0	2	100	25,0	21,6	50,0	50,0	80,0	2,36	533,0	284,0
D29-CV1	480,0	2	100	29,0	20,0	50,0	50,0	146,0	2,89	535,0	318,0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
D29-HR1	480,0	2	100	29,0	20,0	50,0	50,0	146,0	2,89	540,0	408,0

12 Darwin, Tholen, Idun, u. Zuo [Darwin et al. 1996]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
1.1	406,4	2	100	25,4	34,6	75,4	74,6	149,3	-	466,7	357,0
1.2	406,4	2	50	25,4	34,6	51,6	49,2	115,9	-	466,7	308,7
1.3	406,4	3	100	25,4	34,6	51,6	49,2	73,1	-	466,7	311,8
1.5	406,4	3	100	25,4	34,6	52,4	49,2	69,8	4,09	480,5	362,2
1.6	406,4	3	100	25,4	34,6	52,4	49,2	73,1	2,45	466,7	360,6
2.1	609,6	2	100	25,4	36,2	57,2	33,7	86,7	3,22	444,8	433,0
2.2	609,6	2	100	25,4	36,2	54,0	35,7	91,5	3,22	520,0	536,3
2.3	609,6	2	100	25,4	36,2	54,0	50,0	90,4	1,84	520,0	511,1
2.4	609,6	2	100	25,4	36,2	50,8	33,4	97,2	-	520,0	374,3
2.5	609,6	2	100	25,4	36,2	52,4	46,1	94,3	-	520,0	406,6
3.4	609,6	2	100	25,4	35,2	53,6	50,8	94,3	1,84	446,2	386,6
3.5	711,2	3	100	25,4	26,3	25,4	48,4	49,0	2,1	446,2	365,7
4.1	609,6	2	100	25,4	28,2	52,4	31,8	97,8	4,91	444,8	436,7
4.2	609,6	2	100	25,4	28,2	53,2	33,4	93,9	3,68	520,0	507,0
4.4	609,6	2	100	25,4	28,2	51,6	31,0	100,5	1,84	466,7	410,6
4.5	609,6	2	100	25,4	28,2	52,4	46,8	98,3	-	466,7	355,1
5.1	609,6	3	100	25,4	28,9	51,2	31,8	97,2	2,15	453,0	451,1
5.2	609,6	3	100	25,4	28,9	52,8	34,5	94,8	2,15	520,0	456,9
5.3	609,6	2	100	25,4	28,9	52,4	32,5	93,9	3,22	520,0	474,6
5.4	609,6	2	100	25,4	28,9	50,4	31,8	100,6	3,22	453,0	410,2
5.5	609,6	2	100	25,4	28,9	52,4	35,7	96,7	1,84	446,2	322,3
5.6	558,8	2	100	25,4	28,9	53,2	33,4	91,8	4,46	520,0	463,4
6.1	609,6	3	100	25,4	29,1	52,4	48,4	21,4	4,36	453,0	446,1
6.2	609,6	3	100	25,4	29,1	50,8	50,8	22,3	4,36	520,0	525,4
6.3	406,4	2	100	25,4	29,1	50,8	34,1	96,8	1,38	520,0	319,9
6.4	406,4	2	100	25,4	29,1	53,2	34,1	93,7	1,38	446,2	253,9
6.5	609,6	2	100	25,4	29,1	50,8	50,0	96,8	-	520,0	372,8
7.1	406,4	2	100	25,4	28,7	52,8	47,6	91,3	1,38	466,7	324,4
7.2	457,2	2	100	25,4	28,7	37,3	33,4	128,6	5,45	466,7	388,7
7.5	609,6	3	100	25,4	28,7	51,6	50,8	20,2	4,36	520,0	520,0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
7.6	406,4	2	100	25,4	28,7	51,6	49,2	100,0	1,38	466,7	307,7
8.1	609,6	3	100	25,4	26,4	51,6	49,6	23,0	4,36	537,5	497,4
8.2	609,6	3	100	25,4	26,4	52,0	50,0	21,8	4,36	555,5	546,9
8.3	609,6	2	100	25,4	26,4	50,8	50,8	99,2	-	537,5	430,1
8.4	406,4	2	100	25,4	26,4	52,4	48,4	96,1	1,38	555,5	340,4
9.1	609,6	2	100	25,4	29,2	51,6	49,6	95,2	0,92	555,5	442,4
9.2	457,2	2	100	25,4	29,2	52,4	32,8	93,7	3,68	520,0	482,8
9.3	609,6	2	100	25,4	29,2	53,2	46,2	96,9	0,92	537,5	384,4
9.4	609,6	2	100	25,4	29,2	51,2	48,6	96,0	0,92	520,0	453,8
10.2	660,4	2	100	25,4	29,3	52,4	49,1	95,2	-	555,5	426,4
10.3	660,4	2	100	25,4	29,3	53,2	45,7	93,7	0,85	537,5	409,9
10.4	508,0	2	100	25,4	29,3	52,8	48,7	95,2	4,91	537,5	432,2
11.1	457,2	3	100	25,4	30,2	50,8	49,0	23,0	4,36	520,0	472,4
11.2	457,2	2	100	25,4	30,2	53,2	47,8	93,7	4,36	537,5	431,5
11.3	457,2	2	100	25,4	30,2	52,4	49,4	93,7	4,36	555,5	435,1
11.4	609,6	2	100	25,4	30,2	53,2	49,0	93,7	0,92	520,0	435,4
12.1	254,0	4	100	15,9	28,4	47,6	33,9	26,5	3,14	457,7	314,6
12.2	254,0	4	100	15,9	28,4	49,6	32,9	26,2	3,14	426,3	315,0
12.3	254,0	3	100	15,9	28,4	51,6	32,8	52,8	1,18	457,7	335,6
12.4	254,0	3	100	15,9	28,4	52,4	32,1	52,4	1,18	426,3	360,0
13.1	304,8	3	100	15,9	28,3	38,9	33,1	65,5	0,98	426,3	386,5
13.2	304,8	3	100	15,9	28,3	39,7	33,4	64,3	0,98	457,7	388,5
13.4	406,4	3	100	15,9	28,3	53,2	34,4	51,6	-	426,3	415,5
14.1	914,4	3	100	25,4	29,0	51,6	47,7	24,6	0,61	466,7	421,9
14.2	533,4	3	100	25,4	29,0	51,2	48,2	23,8	4,36	466,7	442,9
14.3	431,8	3	100	15,9	29,0	51,6	32,9	52,4	-	426,3	426,3
14.5	304,8	2	100	15,9	29,0	40,5	30,7	160,3	2,95	457,7	415,7
14.6	304,8	2	100	15,9	29,0	38,9	32,4	162,0	2,95	426,3	426,3
15.1	685,8	2	100	35,8	36,2	38,5	48,3	76,2	4,64	536,2	476,5
15.2	685,8	2	100	35,8	36,2	40,9	48,9	74,6	4,64	451,9	443,2
15.3	1016,0	2	100	35,8	36,2	38,5	46,2	77,8	1,96	451,9	437,1
15.4	1016,0	2	100	35,8	36,2	39,7	47,9	74,6	1,96	536,2	544,0
15.5	1016,0	2	100	35,8	36,2	77,8	48,5	151,6	-	536,2	375,8
16.2	1016,0	2	100	35,8	35,7	76,6	48,1	150,8	-	536,2	363,7
16.3	1016,0	2	100	35,8	35,7	77,4	45,5	150,8	0,78	536,2	427,9
16.4	1016,0	2	100	35,8	35,7	77,8	46,9	152,4	0,78	459,8	426,3
17.3	965,2	2	100	35,8	32,5	77,4	48,0	151,6	1,65	536,2	483,1

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
17.4	965,2	2	100	35,8	32,5	78,6	47,4	152,4	1,65	459,8	459,8
17.5	762,0	2	100	35,8	32,5	78,2	48,4	152,4	3,25	536,2	408,9
17.6	762,0	2	100	35,8	32,5	77,8	48,5	150,8	3,25	459,8	483,5
18.1	1016,0	2	100	35,8	32,4	37,7	46,9	228,6	1,96	536,2	557,8
18.3	1016,0	2	100	35,8	32,4	77,0	48,5	152,4	1,17	536,2	486,6
18.4	1016,0	2	100	35,8	32,4	76,6	47,5	154,0	1,17	459,8	459,8

13 DeVries, Moehle, u. Hester [DeVries et al. 1991]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
8G-9B-P6	228,6	2	100	19,0	61,0	47,6	28,6	108,0	4,91	528,4	483,7
8G-16B-P9	406,4	2	100	28,7	51,4	34,9	27,0	94,9	1,84	457,8	291,9
8G-18B-P9	457,2	2	100	28,7	59,4	42,9	31,8	79,1	1,63	485,0	360,2
8G-22B-P9	558,8	2	100	28,7	51,4	38,1	28,6	88,6	1,78	457,8	363,6
8N-9B-P6	228,6	2	100	19,0	57,2	41,3	31,8	123,9	4,91	528,4	388,5
8N-18B-P9	457,2	2	100	28,7	52,8	34,9	38,1	98,1	1,63	485,0	356,0
10G-12B-P9	304,8	2	100	28,7	66,7	41,3	31,8	82,2	2,45	485,0	257,3
10N-12B-P9	304,8	2	100	28,7	67,4	49,2	30,2	66,4	2,45	485,0	257,4
15G-12B-P9	304,8	2	100	28,7	111,0	34,9	30,2	98,1	2,45	485,0	335,4
15N-12B-P9	304,8	2	100	28,7	92,7	38,1	31,8	91,8	2,45	485,0	347,6

14 Eligehausen [Eligehausen 1979]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
H1A	612,0	2	100	20,0	22,2	40,0	40,0	320,0	-	550,0	402,0
H2A	299,0	2	100	12,0	22,2	24,0	40,0	96,0	-	550,0	441,0
S60A1	600,0	2	100	20,0	24,9	40,0	140,0	120,0	-	550,0	343,8
S60A2	600,0	2	100	20,0	24,9	40,0	140,0	120,0	-	550,0	311,4
S60A3	600,0	2	100	20,0	24,9	40,0	140,0	120,0	-	550,0	353,0
S120A1	600,0	2	100	20,0	24,9	40,0	140,0	240,0	-	550,0	421,0
S120A2	600,0	2	100	20,0	24,9	40,0	140,0	240,0	-	550,0	416,7
S120A3	600,0	2	100	20,0	24,9	40,0	140,0	240,0	-	550,0	416,4

15 Ferguson u. Breen [Ferguson u. Breen 1965]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
8F30a	762,0	2	100	25,4	20,9	82,6	38,9	167,4	-	510,2	368,7
8F30b	762,0	2	100	25,4	18,0	82,6	38,1	166,1	1,0	510,2	404,2
8F36a	914,4	2	100	25,4	32,1	82,6	35,8	169,2	-	437,8	456,6
8F36b	914,4	2	100	25,4	26,0	82,6	35,6	163,6	-	510,2	426,8
8F36c	914,4	2	100	25,4	18,9	82,6	37,3	167,4	0,83	510,2	465,2
8F36d	914,4	2	100	25,4	24,7	82,6	38,9	166,6	1,39	510,2	526,0
8F36e	914,4	2	100	25,4	28,8	82,6	37,3	168,1	0,83	510,2	548,0
8F36f	914,4	2	100	25,4	26,1	82,6	38,1	166,6	1,39	510,2	535,3
8F36g	914,4	2	100	25,4	21,2	82,6	38,9	165,9	0,83	510,2	519,4
8F36h	914,4	2	100	25,4	13,2	82,6	40,4	165,9	1,94	510,2	399,1
8F36j	914,4	2	100	25,4	12,5	82,6	38,1	168,1	1,94	510,2	461,8
8F36k	914,4	2	100	25,4	23,9	36,1	35,1	72,4	-	510,2	385,0
8F39a	990,6	2	100	25,4	25,2	82,6	38,9	166,6	-	437,8	540,1
8F42a	1066,8	2	100	25,4	18,3	82,6	38,1	169,9	-	437,8	498,7
8F42b	1066,8	2	100	25,4	26,4	82,6	36,8	169,2	-	437,8	505,0
8R18a	457,2	2	100	25,4	23,9	82,6	44,4	165,9	-	682,6	286,8
8R24a	609,6	2	100	25,4	24,3	82,6	42,4	168,1	-	682,6	410,4
8R42a	1066,8	2	100	25,4	22,8	82,6	39,6	169,9	-	682,6	542,4
8R48a	1219,2	2	100	25,4	21,0	82,6	37,6	165,9	-	682,6	580,1
8R64a	1625,6	2	100	25,4	24,5	82,6	38,6	167,4	-	682,6	631,6
8R80a	2032,0	2	100	25,4	25,8	82,6	38,1	165,9	-	682,6	678,7
11F36a	1257,3	2	100	35,8	31,5	116,6	38,1	235,5	-	503,3	473,3
11F36b	1257,3	2	100	35,8	23,1	116,6	37,3	233,9	-	448,2	414,6
11F42a	1466,8	2	100	35,8	24,3	116,6	37,6	233,2	-	448,2	445,1
11F48a	1676,4	2	100	35,8	21,6	116,6	38,9	234,7	-	503,3	509,6
11F48b	1676,4	2	100	35,8	23,0	116,6	40,1	237,0	-	448,2	498,1
11F60a	2095,5	2	100	35,8	18,0	116,6	40,4	232,4	-	503,3	584,7
11F60b	2095,5	2	100	35,8	28,2	116,6	38,1	233,2	-	448,2	537,9
11R24a	838,2	2	100	35,8	25,6	116,6	42,4	235,5	-	641,2	360,0
11R30a	1047,8	2	100	35,8	27,8	116,6	33,3	235,5	-	641,2	449,0
11R36a	1257,3	2	100	35,8	20,8	116,6	51,3	234,7	1,74	641,2	588,5
11R48a	1676,4	2	100	35,8	38,7	116,6	38,1	237,2	-	641,2	570,9
11R48b	1676,4	2	100	35,8	21,4	116,6	52,3	238,8	-	641,2	504,7
11R60a	2095,5	2	100	35,8	18,5	116,6	35,8	233,2	-	641,2	532,2
11R60b	2095,5	2	100	35,8	23,9	116,6	44,4	232,4	-	641,2	623,0

16 Garcia, Helal, Pilakoutas, u. Guadagnini [Garcia et al. 2014]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
LC10Ctrl	300,0	2	100	12,0	27,9	12,0	11,0	79,0	-	559,0	279,0
LC10S	300,0	2	100	12,0	27,9	11,0	13,0	81,0	4,19	559,0	418,0
LC20Ctrl	300,0	2	100	12,0	24,7	22,0	17,0	55,0	-	559,0	346,0
LC20S	300,0	2	100	12,0	24,7	21,0	20,0	56,0	4,19	559,0	315,0
LC27Ctrl	400,0	2	100	16,0	25,7	25,0	21,0	31,0	-	551,0	388,0
LC27S	400,0	2	100	16,0	25,7	30,0	27,0	29,0	2,36	551,0	375,0

17 Garcia, Helal, Pilakoutas, u. Guadagnini [Garcia et al. 2015]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
SC10Ctrl	120,0	2	100	12,0	22,5	16,0	14,0	69,0	-	559,0	168,0
SC10S	120,0	2	100	12,0	22,5	21,0	16,0	60,0	3,93	559,0	190,0
SC20Ctrl	120,0	2	100	12,0	37,6	19,0	22,0	63,0	-	559,0	185,0
SC20S	120,0	2	100	12,0	37,6	20,0	24,0	61,0	3,93	559,0	230,0
SC27Ctrl	160,0	2	100	16,0	37,6	28,0	27,0	25,0	-	551,0	171,0
SC27S	160,0	2	100	16,0	37,6	28,0	26,0	31,0	2,21	551,0	162,0

18 Gilbert u. Kilpatrick [Gilbert u. Kilpatrick 2015]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
H30	67,0	2	100	12,0	82,3	50,0	20,0	284,0	-	560,0	267,0
H45	104,0	2	100	12,0	74,1	50,0	20,0	284,0	-	560,0	392,0
H60	138,0	2	100	12,0	78,2	50,0	20,0	284,0	-	560,0	416,0
HC1	165,0	2	100	12,0	59,1	50,0	12,0	284,0	-	560,0	392,0
HC2	118,0	2	100	12,0	63,9	50,0	12,0	284,0	-	560,0	326,0
HC3	116,0	2	100	12,0	54,6	50,0	36,0	284,0	-	560,0	378,0
HN4	81,0	2	100	12,0	60,2	50,0	36,0	284,0	-	560,0	345,0
HNC1	165,0	2	100	12,0	62,5	50,0	12,0	285,0	-	560,0	356,0
HNC2	115,0	2	100	12,0	63,2	50,0	12,0	285,0	-	560,0	255,0
HNC3	117,0	2	100	12,0	54,6	50,0	36,0	285,0	-	560,0	352,0
HNC4	80,0	2	100	12,0	55,5	50,0	46,0	285,0	-	560,0	320,0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
M30	82,0	2	100	10,0	32,0	50,0	20,0	290,0	-	605,0	279,0
M45	122,0	2	100	10,0	32,0	50,0	20,0	290,0	-	605,0	401,0
M60	160,0	2	100	10,0	32,8	50,0	20,0	290,0	-	605,0	460,0
MC1	184,0	2	100	12,0	54,9	50,0	12,0	284,0	-	560,0	422,0
MC2	132,0	2	100	12,0	57,1	50,0	12,0	284,0	-	560,0	338,0
MC3	127,0	2	100	12,0	53,8	50,0	36,0	284,0	-	560,0	406,0
MC4	89,0	2	100	12,0	56,6	50,0	36,0	284,0	-	560,0	312,0
MNC1	186,0	2	100	12,0	56,7	50,0	12,0	285,0	-	560,0	383,0
MNC2	133,0	2	100	12,0	55,3	50,0	12,0	285,0	-	560,0	302,0
MNC3	128,0	2	100	12,0	53,0	50,0	36,0	285,0	-	560,0	354,0
MNC4	87,0	2	100	12,0	54,1	50,0	36,0	285,0	-	560,0	300,0

19 Haavisto u. Laaksonen [Haavisto u. Laaksonen 2021]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B12-20-050	240,0	2	50	12,0	31,0	48,0	33,0	32,0	3,49	529,0	394,0
B12-20-100	240,0	4	100	12,0	34,4	45,0	30,0	26,0	1,75	529,0	352,0
B12-30-050	360,0	2	50	12,0	31,0	47,0	30,0	32,0	2,33	529,0	469,0
B12-30-100	360,0	4	100	12,0	34,4	44,0	29,0	24,0	1,16	529,0	426,0
B12-40-100	480,0	4	100	12,0	34,4	45,0	29,0	26,0	1,31	529,0	529,0
B16-20-050	320,0	2	50	16,0	41,0	52,0	34,0	48,0	3,07	521,0	386,0
B16-20-100	320,0	4	100	16,0	36,4	47,0	30,0	38,0	1,53	565,0	346,0
B16-30-050	480,0	2	50	16,0	41,0	44,0	30,0	52,0	3,07	521,0	463,0
B16-30-100	480,0	4	100	16,0	36,4	51,0	33,0	36,0	1,53	521,0	452,0
B16-40-100	640,0	4	100	16,0	36,4	47,0	31,0	40,0	1,53	521,0	519,0
B20-20-050	400,0	2	50	20,0	31,0	52,0	34,0	84,0	2,83	540,0	375,0
B20-20-100	400,0	4	100	20,0	34,4	62,0	32,0	52,0	1,41	540,0	329,0
B20-30-050	600,0	2	50	20,0	31,0	55,0	33,0	80,0	2,83	540,0	483,0
B20-30-100	600,0	4	100	20,0	34,4	60,0	33,0	56,0	1,41	540,0	454,0
B20-40-100	800,0	4	100	20,0	34,4	60,0	32,0	56,0	1,41	540,0	521,0
B25-20-050	500,0	2	50	25,0	41,0	61,0	34,0	94,0	2,71	588,0	397,0
B25-20-100	500,0	4	100	25,0	36,4	75,0	32,0	98,0	1,36	562,0	390,0
B25-30-050	750,0	2	50	25,0	41,0	63,0	33,0	96,0	2,41	588,0	491,0
B25-30-100	750,0	4	100	25,0	36,4	64,0	34,0	70,0	1,21	560,0	488,0
B25-40-050	1000,0	2	50	25,0	41,0	62,0	33,0	92,0	2,26	588,0	586,0

20 Hamad u. Mansour [Hamad u. Mansour 1996]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
S1-14-300-0	300,0	3	100	14,0	18,5	20,0	20,0	238,0	-	469,0	379,0
S2-14-300-30	300,0	3	100	14,0	17,9	20,0	20,0	223,0	-	469,0	393,0
S3-14-300-60	300,0	3	100	14,0	18,3	20,0	20,0	208,0	-	469,0	406,0
S4-14-300-90	300,0	3	100	14,0	17,1	20,0	20,0	193,0	-	469,0	402,0
S5-14-300-120	300,0	3	100	14,0	16,7	20,0	20,0	178,0	-	469,0	371,0
S6-14-300-150	300,0	3	100	14,0	17,7	20,0	20,0	163,0	-	469,0	363,0
S7-16-300-0	300,0	3	100	16,0	17,4	20,0	20,0	232,0	-	476,0	331,0
S8-16-300-30	300,0	3	100	16,0	16,5	20,0	20,0	217,0	-	476,0	338,0
S9-16-300-60	300,0	3	100	16,0	17,7	20,0	20,0	202,0	-	476,0	350,0
S10-16-300-90	300,0	3	100	16,0	18,5	20,0	20,0	187,0	-	476,0	363,0
S11-16-300-120	300,0	3	100	16,0	17,9	20,0	20,0	172,0	-	476,0	331,0
S12-16-300-150	300,0	3	100	16,0	18,7	20,0	20,0	157,0	-	476,0	321,0
S13-20-350-0	350,0	3	100	20,0	16,0	20,0	20,0	220,0	-	474,0	340,0
S14-20-350-35	350,0	3	100	20,0	15,5	20,0	20,0	202,5	-	474,0	363,0
S15-20-350-70	350,0	3	100	20,0	17,1	20,0	20,0	185,0	-	474,0	370,0
S16-20-350-105	350,0	3	100	20,0	19,3	20,0	20,0	167,5	-	474,0	374,0
S17-20-350-140	350,0	3	100	20,0	17,5	20,0	20,0	150,0	-	474,0	347,0

21 Hamad u. Itani [Hamad u. Itani 1998]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
PC-00-B-SP2	305,0	2	100	25,0	65,6	38,0	38,0	80,0	-	426,0	364,9
PC-00-B-SP4	305,0	2	100	25,0	52,3	38,0	38,0	80,0	-	426,0	293,3

22 Hamad, Harajli, u. Jumaa [Hamad et al. 2001]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B20F0	305,0	3	100	20,0	64,0	20,0	20,0	40,0	-	639,0	333,0
B25F0	305,0	2	100	25,0	64,0	35,0	35,0	70,0	-	528,0	337,8
B32F0	305,0	2	100	32,0	58,2	28,0	28,0	56,0	-	433,0	215,8

23 Harajli u. Salloukh [Harajli u. Salloukh 1997]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B1-5-C	300,0	3	100	16,0	38,7	25,4	40,6	45,0	-	554,3	382,0
B6-6-C	300,0	2	100	19,0	44,3	40,6	40,6	76,2	-	517,1	348,2
B11-8-C	500,4	2	100	25,0	38,3	40,6	40,6	55,9	-	466,8	315,1

24 Harajli, Hamad, u. Karam [Harajli et al. 2002]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B1NF0	80,0	2	100	16,0	27,9	21,5	21,5	43,0	-	513,0	117,5
B1WF0	80,0	2	100	16,0	27,9	34,0	34,0	68,0	-	513,0	143,6
B2NF0	100,0	2	100	20,0	27,5	17,5	17,5	35,0	-	448,0	87,6
B2WF0	100,0	2	100	20,0	27,5	30,0	30,0	60,0	-	448,0	113,7
B3NF0	125,0	1	100	25,0	32,9	50,0	50,0	-	-	513,0	137,0
B3WF0	125,0	2	100	25,0	32,9	25,0	25,0	50,0	-	513,0	82,5
B4NF0	160,0	1	100	32,0	29,5	43,0	43,0	-	-	356,0	91,1
B4WF0	160,0	2	100	32,0	29,5	18,0	18,0	36,0	-	356,0	57,9

25 Hegger, Fischer, Camps, u. Fröse [Hegger et al. 2022]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B4	400,0	4	100	16,0	37,2	25,0	25,0	50,0	1,57	583,0	479,0
B5	320,0	4	100	16,0	37,2	25,0	25,0	50,0	1,96	583,0	401,0
B6	320,0	2	50	16,0	32,9	25,0	25,0	60,0	3,93	583,0	445,0
B7	320,0	2	50	16,0	41,4	25,0	25,0	60,0	7,67	583,0	453,0
B8	320,0	2	50	16,0	41,4	25,0	25,0	60,0	-	583,0	389,0
B10	700,0	2	50	28,0	38,0	45,0	45,0	90,0	2,89	580,0	410,0
B11	560,0	1	25	28,0	38,0	45,0	45,0	90,0	3,21	580,0	451,0
B12	250,0	2	50	10,0	38,0	20,0	20,0	25,0	3,39	583,0	448,0
B13	200,0	1	25	10,0	38,0	20,0	20,0	25,0	5,65	583,0	493,0

26 Helal, Garcia, Pilakoutas, Guadagnini, u. Hajirasouliha [Helal et al. 2016]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
LC10-D12-Ctrl	300,0	2	100	12,0	28,6	12,0	11,0	79,0	-	530,0	248,0
LC10-D12-S	300,0	2	100	12,0	28,6	11,0	13,0	80,0	4,19	530,0	348,0
LC20-D12-Ctrl	300,0	2	100	12,0	24,9	27,0	17,0	55,0	-	530,0	376,0
LC20-D12-S	300,0	2	100	12,0	24,9	26,0	20,0	56,0	4,19	530,0	281,0
LC27-D16-Ctrl	400,0	2	100	16,0	26,5	25,0	21,0	31,0	-	555,0	367,0
LC27-D16-S	400,0	2	100	16,0	26,5	30,0	27,0	29,0	2,36	555,0	417,0

27 Hester, Salamizavaregh, Darwin, u. McCabe [Hester et al. 1991]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
1-8N3-16-0-U	406,4	3	100	25,4	41,3	50,8	50,8	76,2	-	439,9	345,6
1-8N3-16-2-U	406,4	3	100	25,4	41,3	50,8	50,8	76,2	0,92	439,9	387,4
2-8C3-16-0-U	406,4	3	100	25,4	42,7	50,8	46,7	76,2	-	475,7	318,9
2-8C3-16-2-U	406,4	3	100	25,4	42,7	50,8	46,5	76,2	0,92	475,7	303,3
3-8S3-16-0-U	406,4	3	100	25,4	41,5	50,8	51,8	76,2	-	490,2	323,1
3-8S3-16-2-U	406,4	3	100	25,4	41,5	50,8	52,8	76,2	0,92	490,2	320,7
4-8S3-16-0-U	406,4	3	100	25,4	44,5	50,8	53,3	76,2	-	489,5	292,1
4-8S3-16-2-U	406,4	3	100	25,4	44,5	50,8	51,8	76,2	0,92	490,2	324,4
4-8S3-16-3-U	406,4	3	100	25,4	44,5	50,8	53,3	76,2	1,38	490,2	345,2
5-8C3-16-0-U	406,4	3	100	25,4	37,9	50,8	52,1	76,2	-	475,7	274,8
5-8C3-16-2-U	406,4	3	100	25,4	37,9	50,8	52,3	76,2	0,92	475,7	321,4
5-8C3-16-3-U	406,4	3	100	25,4	37,9	50,8	52,3	76,2	1,38	475,7	299,1
6-8C3-22 3/4-3-U	577,8	3	100	25,4	40,3	50,8	55,1	76,2	0,97	475,7	390,7
6-8C3-22 3/4-4-U	577,8	3	100	25,4	40,3	50,8	54,9	76,2	1,29	475,7	385,2
6-8C3-22-0-U	577,8	3	100	25,4	40,3	50,8	54,6	76,2	-	475,7	358,5
7-8C3-16-0-U	406,4	2	100	25,4	36,1	50,8	53,8	203,2	-	475,7	313,0
7-8C3-16-3-U	406,4	2	100	25,4	36,1	50,8	51,6	203,2	2,07	475,7	355,5

28 Hwang, Lee, u. Lee [Hwang et al. 1994]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
P28-N-M	300,0	2	100	28,7	70,6	28,7	28,7	114,8	-	478,0	298,0
P28-S-M	300,0	2	100	28,7	76,6	28,7	28,7	114,8	2,55	478,0	420,0
P33-N-M	300,0	2	100	28,7	63,7	28,7	28,7	114,8	-	478,0	307,0
P33-S-U	300,0	2	100	28,7	62,1	28,7	28,7	114,8	2,55	478,0	379,0
S28-N-M	300,0	2	100	28,7	84,0	28,7	28,7	114,8	-	478,0	305,0
S28-S-M	300,0	2	100	28,7	80,6	28,7	28,7	114,8	2,55	478,0	367,0
S33-N-U	300,0	2	100	28,7	71,1	28,7	28,7	114,8	-	478,0	277,0
S33-S-U	300,0	2	100	28,7	69,3	28,7	28,7	114,8	2,55	478,0	379,0

29 Hwang, Leu, u. Hwang [Hwang et al. 1996]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
40-L300-9S1	300,0	2	100	28,7	48,0	50,0	50,0	170,0	4,25	518,6	360,8
55-L150-9S1	150,0	2	100	28,7	56,7	50,0	50,0	170,0	5,1	518,6	282,9
55-L200-9S1	200,0	2	100	28,7	58,2	50,0	50,0	170,0	3,82	518,6	347,0
55-L300-9S1	300,0	2	100	28,7	59,4	50,0	50,0	170,0	4,25	518,6	377,1
55-L300-9S2	300,0	2	100	28,7	54,4	50,0	50,0	170,0	4,25	518,6	438,6
70-L200-9S1	200,0	2	100	28,7	61,7	50,0	50,0	170,0	3,82	518,6	429,3
70-L200-9S2	200,0	2	100	28,7	72,0	50,0	50,0	170,0	3,82	518,6	325,3
70-L300-9N1	300,0	2	100	28,7	64,0	50,0	50,0	170,0	-	518,6	319,9
70-L300-9N2	300,0	2	100	28,7	69,2	50,0	50,0	170,0	-	518,6	319,9
70-L300-9S1	300,0	2	100	28,7	71,4	50,0	50,0	170,0	4,25	518,6	492,1

30 Hwang, Yang, u. Ma [Hwang et al. 2022]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
D1-D18-0s	300,0	2	100	18,0	26,7	33,0	33,0	312,0	3,72	480,0	369,3
D2-D18-0	300,0	2	100	18,0	28,9	33,0	33,0	312,0	-	480,0	376,3
D3-D18-2s	300,0	2	100	18,0	26,7	33,0	33,0	276,0	3,72	480,0	405,1
D4-D18-2	300,0	2	100	18,0	28,9	33,0	33,0	276,0	-	480,0	424,5
D6-D18-4	300,0	2	100	18,0	28,9	33,0	33,0	240,0	-	480,0	399,6

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
D7-D25-0s	300,0	2	100	25,0	25,7	33,0	33,0	284,0	2,68	460,0	274,1
D8-D25-0	300,0	2	100	25,0	26,6	33,0	33,0	284,0	-	460,0	196,5
D9-D25-2s	300,0	2	100	25,0	25,7	33,0	33,0	234,0	2,68	460,0	262,6
D10-D25-2	300,0	2	100	25,0	31,6	33,0	33,0	234,0	-	460,0	179,1
D11-D25-4s	300,0	2	100	25,0	25,7	33,0	33,0	184,0	2,68	460,0	229,8
D12-D25-4	300,0	2	100	25,0	29,8	33,0	33,0	184,0	-	460,0	195,2
L1-D18-0s	300,0	2	100	18,0	26,8	33,0	33,0	312,0	3,72	480,0	306,1
L2-D18-0	300,0	2	100	18,0	25,0	33,0	33,0	312,0	-	480,0	321,7
L3-D18-2s	300,0	2	100	18,0	26,8	33,0	33,0	276,0	3,72	480,0	344,9
L4-D18-2	300,0	2	100	18,0	25,3	33,0	33,0	276,0	-	480,0	288,9
L5-D18-4s	300,0	2	100	18,0	26,8	33,0	33,0	240,0	3,72	480,0	352,2
L6-D18-4	300,0	2	100	18,0	24,4	33,0	33,0	240,0	-	480,0	257,6
L7-D25-0s	300,0	2	100	25,0	27,1	33,0	33,0	284,0	2,68	460,0	226,1
L8-D25-0	300,0	2	100	25,0	25,1	33,0	33,0	284,0	-	460,0	150,0
L9-D25-2s	300,0	2	100	25,0	27,1	33,0	33,0	234,0	2,68	460,0	226,1
L10-D25-2	300,0	2	100	25,0	25,1	33,0	33,0	234,0	-	460,0	138,3
L11-D25-4s	300,0	2	100	25,0	27,1	33,0	33,0	184,0	2,68	460,0	164,0
L12-D25-4	300,0	2	100	25,0	25,1	33,0	33,0	184,0	-	460,0	127,2

31 Kadoriku [Kadoriku 1994]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
PB-01	380,0	2	100	19,0	61,6	36,1	28,5	151,8	1,92	708,0	576,1
PB-02	570,0	2	100	19,0	61,6	36,1	28,5	151,8	1,92	708,0	693,5
PB-04	570,0	2	100	19,0	22,4	36,1	28,5	151,8	1,92	708,0	437,2
PB-05	760,0	2	100	19,0	22,4	36,1	28,5	151,8	1,92	708,0	565,9
PB-06	950,0	2	100	19,0	22,4	36,1	28,5	151,8	1,92	708,0	730,4
PB-10	570,0	2	100	19,0	60,9	29,0	28,5	166,0	1,58	725,0	707,8
PB-11	570,0	2	100	19,0	60,9	29,0	28,5	166,0	3,16	725,0	730,7
PB-13	570,0	2	100	19,0	21,2	29,0	28,5	166,0	1,58	725,0	430,1
PB-14	570,0	2	100	19,0	21,2	29,0	28,5	166,0	3,16	725,0	486,0
PB-15	570,0	2	100	19,0	75,7	36,1	28,5	151,8	1,92	725,0	742,2
PB-16	570,0	2	100	19,0	60,9	36,1	28,5	151,8	1,92	656,0	631,9
PB-16	570,0	2	100	19,0	60,9	29,0	28,5	166,0	1,58	656,0	631,9
PB-16	570,0	2	100	19,0	60,9	36,1	28,5	151,8	1,92	656,0	631,9

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
PB-16	570,0	2	100	19,0	60,9	29,0	28,5	166,0	1,58	656,0	631,9
PB-19	570,0	2	100	19,0	28,1	36,1	28,5	151,8	1,92	725,0	599,6
PB-20	570,0	2	100	19,0	28,1	36,1	28,5	151,8	1,92	530,0	537,9
PB-21	380,0	2	100	19,0	28,1	36,1	28,5	151,8	1,92	530,0	407,1
PB-23	570,0	2	100	19,0	21,2	36,1	28,5	151,8	1,92	530,0	385,5
PB-24	570,0	2	100	19,0	21,2	36,1	28,5	151,8	1,92	442,0	413,9
PB-24	570,0	2	100	19,0	21,2	29,0	28,5	166,0	1,58	442,0	413,9
PB-24	570,0	2	100	19,0	21,2	36,1	28,5	151,8	1,92	442,0	413,9
PB-24	570,0	2	100	19,0	21,2	29,0	28,5	166,0	1,58	442,0	413,9
PB-25	380,0	2	100	19,0	21,2	36,1	28,5	151,8	1,92	442,0	303,7
PB-27	570,0	2	100	19,0	60,9	36,1	28,5	111,8	1,92	656,0	646,3
PB-31	380,0	2	100	19,0	60,9	36,1	28,5	151,8	3,84	530,0	502,4
S1-01	570,0	2	100	19,0	63,5	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	780,4
S1-02	570,0	2	100	19,0	63,5	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	783,9
S1-03	570,0	2	100	19,0	63,5	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	700,1
S1-04	570,0	2	100	19,0	63,5	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	582,1
S2-01	570,0	2	100	19,0	44,8	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	712,8
S2-02	570,0	2	100	19,0	44,8	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	716,1
S2-03	570,0	2	100	19,0	44,8	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	709,7
S2-04	570,0	2	100	19,0	44,8	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	700,0
S2-05	570,0	2	100	19,0	44,8	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	694,7
S3-01	570,0	2	100	19,0	33,8	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	634,9
S3-03	570,0	2	100	19,0	33,8	90,0	47,5	244,0	2,08	842,8	752,9
S3-04	570,0	2	100	19,0	33,8	90,0	66,5	244,0	2,08	842,8	812,7
S3-05	570,0	2	100	19,0	33,8	90,0	28,5	244,0	2,08	842,8	600,3

32 Kilpatrick u. Gilbert [Kilpatrick u. Gilbert 2012]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
SS-1	150,0	4	100	12,0	31,8	125,0	25,0	180,0	-	581,0	387,0
SS-2	220,0	4	100	12,0	34,3	125,0	25,0	180,0	-	581,0	532,0
SS-3	150,0	3	100	12,0	34,3	125,0	25,0	276,0	-	581,0	406,0
SS-4	220,0	3	100	12,0	34,8	125,0	25,0	276,0	-	581,0	506,0
SS-5	200,0	4	100	16,0	34,8	125,0	25,0	173,0	-	575,0	301,0
SS-6	280,0	4	100	16,0	35,2	125,0	25,0	173,0	-	575,0	353,0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
SS-7	200,0	3	100	16,0	35,2	125,0	25,0	268,0	-	575,0	263,0
SS-8	280,0	3	100	16,0	35,6	125,0	25,0	268,0	-	575,0	374,0
SS-9	150,0	4	100	12,0	35,6	125,0	40,0	180,0	-	581,0	415,0
SS-10	220,0	3	100	12,0	36,9	125,0	40,0	276,0	-	581,0	541,0

33 Maurer u. Bettin [Maurer u. Bettin 2020]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B1	351,0	3	100	20,0	37,0	80,0	50,0	160,0	-	527,8	464,0
B2	351,0	4	100	20,0	35,8	55,0	50,0	110,0	-	527,8	431,0
B3	468,0	4	100	20,0	32,9	55,0	50,0	110,0	-	527,8	524,0
B4	585,0	4	100	20,0	38,0	55,0	50,0	110,0	-	527,8	563,0
B5	453,0	4	100	20,0	35,0	55,0	20,0	110,0	-	527,8	483,0
B6	328,0	2	50	20,0	50,7	75,0	80,0	110,0	-	527,8	521,0
B7	190,0	6	100	12,0	35,5	40,0	50,0	76,0	-	406,0	445,0
B8	571,0	4	100	28,0	39,8	45,0	50,0	95,0	-	585,0	445,0
B9	335,0	4	100	20,0	38,3	55,0	80,0	110,0	-	527,8	468,0

34 Mazumder [Mazumder 2014]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
BL-1	300,0	2	100	20,0	43,0	35,0	25,0	120,0	-	534,0	225,0
BL-2	400,0	2	100	20,0	43,0	35,0	25,0	120,0	-	534,0	310,0
BL-5	300,0	2	100	20,0	43,0	35,0	25,0	120,0	6,54	534,0	270,0
BL-10	500,0	2	100	20,0	36,1	35,0	25,0	120,0	3,93	534,0	469,7
BL-11	600,0	2	100	20,0	36,1	35,0	25,0	120,0	3,27	534,0	535,8
BL-12	700,0	2	100	20,0	36,1	35,0	25,0	120,0	3,37	534,0	529,8
BL-14	600,0	2	100	20,0	36,1	35,0	25,0	120,0	3,27	534,0	512,3
BL-15	840,0	2	100	28,0	43,0	35,0	40,0	146,0	2,34	570,0	487,7
BL-16	980,0	2	100	28,0	43,0	35,0	40,0	146,0	2,0	570,0	557,5
BL-18	840,0	2	100	28,0	43,0	35,0	40,0	146,0	3,01	570,0	603,7
SL-1	120,0	4	100	12,0	38,0	120,0	25,0	188,0	-	561,0	348,0
SL-2	180,0	4	100	12,0	38,0	120,0	25,0	188,0	-	561,0	489,0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
SL-3	240,0	4	100	12,0	38,0	120,0	25,0	188,0	-	561,0	563,0
SL-6	180,0	4	100	12,0	38,0	120,0	25,0	216,0	-	561,0	475,0

35 Metelli u. Plizzari [Metelli u. Plizzari 2014]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
1-20L1/3-I	670,0	1	33	20,0	20,0	130,0	30,0	260,0	2,34	567,4	489,0
1-20L1/3-I-0.8	536,0	1	33	20,0	20,0	130,0	30,0	260,0	2,93	567,4	443,0
lb											
1-20L2/3-E	670,0	2	67	20,0	20,0	40,0	30,0	140,0	2,34	567,4	431,0
1-20L3/3	670,0	3	100	20,0	20,0	40,0	30,0	50,0	2,34	567,4	513,0
2-16L1/4-I	540,8	1	25	16,0	20,0	99,0	28,0	169,0	2,32	538,8	518,0
2-16L1/4-I-0.6	324,8	1	25	16,0	20,0	99,0	28,0	169,0	3,87	538,8	444,0
lb											
2-16L2/4-E	540,8	2	50	16,0	20,0	36,0	28,0	164,0	2,32	538,8	505,0
2-16L2/4-E-0.8	432,0	2	50	16,0	20,0	36,0	28,0	164,0	2,91	538,8	469,0
lb											
2-16L2/4-I	540,8	2	50	16,0	20,0	96,0	28,0	44,0	2,32	538,8	418,0
2-16L2/4-I-0.8	432,0	2	50	16,0	20,0	96,0	28,0	44,0	2,91	538,8	438,0
lb											
2-16L4/4	540,8	4	100	16,0	20,0	36,0	28,0	33,4	2,32	538,8	381,0
3-20L1/3-I	500,0	1	33	20,0	30,0	130,0	30,0	260,0	3,14	567,4	493,0
3-20L1/3-I-0.8	400,0	1	33	20,0	30,0	130,0	30,0	260,0	3,93	567,4	459,0
lb											
3-20L2/3-E	500,0	2	67	20,0	30,0	40,0	30,0	140,0	3,14	567,4	497,0
3-20L3/3	500,0	3	100	20,0	30,0	40,0	30,0	50,0	3,14	567,4	498,0
4-16L2/4-I-0.8	320,0	2	50	16,0	30,0	96,0	28,0	44,0	3,93	538,8	494,0
lb											

36 Micallef u. Vollum [Micallef u. Vollum 2018]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
4P-25/25-500	500,0	3	100	25,0	26,1	50,0	30,0	100,0	3,77	558,0	407,3

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
4P-25/25-1000	1000,0	3	100	25,0	25,7	50,0	30,0	100,0	1,88	558,0	558,0

37 Olsen [Olsen 1990]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
SB-30/07,5	120,0	2	100	16,0	45,3	26,0	26,0	84,0	2,95	647,0	227,2
SB-30/10	160,0	2	100	16,0	37,2	26,0	26,0	84,0	2,21	647,0	311,0
SB-30/12,5	200,0	2	100	16,0	51,1	26,0	26,0	84,0	1,77	647,0	407,6
SB-30/20	320,0	2	100	16,0	37,0	26,0	26,0	84,0	1,66	647,0	570,3
SB-30/30	480,0	2	100	16,0	25,9	26,0	26,0	84,0	1,47	647,0	593,8
SB-50/07,5	120,0	2	100	16,0	50,2	26,0	26,0	84,0	2,95	647,0	257,0
SB-50/10	160,0	2	100	16,0	43,3	26,0	26,0	84,0	2,21	647,0	394,7
SB-50/12,5	200,0	2	100	16,0	49,1	26,0	26,0	84,0	1,77	647,0	428,9
SB-50/15	240,0	2	100	16,0	52,5	26,0	26,0	84,0	1,47	647,0	528,3
SB-50/20	320,0	2	100	16,0	49,0	26,0	26,0	84,0	1,66	647,0	604,8
SB-70/05	80,0	2	100	16,0	75,1	26,0	26,0	84,0	4,42	647,0	266,0
SB-70/07,5	120,0	2	100	16,0	81,6	26,0	26,0	84,0	2,95	647,0	285,0
SB-70/10	160,0	2	100	16,0	81,0	26,0	26,0	84,0	2,21	647,0	386,4
SB-70/12,5	200,0	2	100	16,0	74,8	26,0	26,0	84,0	1,77	647,0	438,3
SB-70/15	240,0	2	100	16,0	78,8	26,0	26,0	84,0	1,47	647,0	559,2
SB-70/20	320,0	2	100	16,0	71,0	26,0	26,0	84,0	1,66	647,0	714,0
SB-90/05	80,0	2	100	16,0	74,9	26,0	26,0	84,0	4,42	647,0	258,5
SB-90/07,5	120,0	2	100	16,0	77,4	26,0	26,0	84,0	2,95	647,0	293,0
SB-90/10	160,0	2	100	16,0	78,9	26,0	26,0	84,0	2,21	647,0	397,4
SB-90/12,5	200,0	2	100	16,0	83,9	26,0	26,0	84,0	1,77	647,0	454,7
SB-90/15	240,0	2	100	16,0	82,0	26,0	26,0	84,0	1,47	647,0	528,8

38 Rehm u. Elgehausen [Rehm u. Elgehausen 1977]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
S1.2	1020,0	5	100	14,0	21,9	86,0	15,0	56,0	0,48	417,8	521,7
S1.3	610,0	5	100	14,0	17,8	86,0	15,0	56,0	0,53	414,8	533,5
S1.4	610,0	5	100	14,0	17,4	29,0	18,0	28,0	0,71	414,8	447,2

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
S1.5	820,0	5	100	14,0	18,4	29,0	18,0	56,0	0,88	431,5	533,5
S1.6	820,0	5	100	14,0	16,8	29,0	18,0	28,0	0,88	413,4	482,5
S1.7	570,0	5	100	14,0	48,8	29,0	18,0	28,0	0,76	413,8	505,0
S1.8	420,0	5	100	14,0	41,0	14,0	18,0	28,0	1,03	407,0	437,4
S2.1	910,0	5	100	26,0	43,3	26,0	27,0	52,0	1,15	396,7	461,9
S2.2	830,0	4	100	26,0	35,6	130,0	25,0	260,0	1,09	457,0	544,3
S2.4	1140,0	5	100	26,0	50,7	26,0	27,0	52,0	0,74	416,8	448,2
S2.5	910,0	5	100	26,0	42,1	26,0	26,0	52,0	0,93	419,7	415,8
S2.6	830,0	4	100	26,0	42,7	130,0	25,0	260,0	1,09	419,7	520,7
S2.9	1700,0	5	100	28,0	19,1	28,0	27,0	56,0	0,59	550,2	424,6

39 Rezansoff, Konkankar, u. Fu [Rezansoff et al. 1992]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
20-6-1	561,0	2	100	19,5	27,9	25,4	25,4	151,4	1,36	499,9	573,0
20-6-2	461,0	2	100	19,5	29,5	25,4	25,4	151,4	2,75	499,9	488,3
20-6-3	391,0	2	100	19,5	26,8	25,4	25,4	151,4	3,9	499,9	518,7
20-8-1	475,0	2	100	25,2	36,0	25,4	25,4	128,5	5,38	451,9	487,1
20-8-2	553,0	2	100	25,2	39,6	25,4	25,4	128,5	3,91	451,9	449,8
20-8-3	663,0	2	100	25,2	38,0	25,4	25,4	128,5	2,67	451,9	451,9
20-8-4	475,0	2	100	25,2	29,9	25,4	25,4	128,5	5,38	451,9	492,5
20-8-5	553,0	2	100	25,2	32,9	25,4	25,4	128,5	3,91	451,9	520,9
20-8-6	663,0	2	100	25,2	32,9	25,4	25,4	128,5	2,67	451,9	516,5
20-8-7	663,0	2	100	25,2	31,0	38,1	38,1	103,1	1,19	451,9	451,9
20-8-8	553,0	2	100	25,2	30,0	38,1	38,1	103,1	2,49	451,9	451,9
20-8-9	475,0	2	100	25,2	29,0	38,1	38,1	103,1	3,72	451,9	451,9
20-8-10	384,0	2	100	25,2	30,4	38,1	38,1	103,1	6,14	451,9	464,1
20-8-11	415,0	2	100	25,2	30,8	25,4	25,4	128,5	6,15	451,9	513,4
20-8-12	415,0	2	100	25,2	30,0	38,1	38,1	103,1	5,21	451,9	450,9
20-8-13	729,0	2	100	25,2	24,2	30,0	25,4	119,4	1,08	443,9	402,2
20-8-14	587,0	2	100	25,2	22,6	30,0	25,4	119,4	2,01	443,9	376,7
20-8-15	516,0	2	100	25,2	25,0	30,0	25,4	119,4	2,67	443,9	426,0
20-8-16	729,0	2	100	25,2	22,7	30,0	25,4	119,4	1,08	419,9	387,8
20-8-17	516,0	2	100	25,2	24,0	30,0	25,4	119,4	2,67	419,9	476,5
20-8-18	443,0	2	100	25,2	23,1	30,0	25,4	119,4	3,55	419,9	387,1

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
20-8-19	550,0	2	100	25,2	22,2	32,0	38,1	115,3	1,43	419,9	354,6
20-8-20	440,0	2	100	25,2	22,7	32,0	38,1	115,3	2,68	419,9	355,2
20-8-21	390,0	2	100	25,2	23,3	32,0	38,1	115,3	3,53	419,9	358,8
20-9-1	500,0	2	100	29,9	24,4	50,8	38,1	108,7	4,68	463,9	463,9
20-9-2	650,0	2	100	29,9	23,3	50,8	38,1	108,7	2,57	463,9	506,7
20-11-1	965,0	2	100	35,7	32,9	51,3	58,3	84,8	1,45	475,9	475,9
20-11-2	675,0	2	100	35,7	29,9	51,3	58,3	84,8	4,56	475,9	485,0
20-11-3	676,0	2	100	35,7	30,8	51,3	38,3	84,8	2,9	455,9	365,5
20-11-4	480,0	2	100	35,7	30,0	51,3	38,3	84,8	5,83	455,9	331,5
20-11-5	686,0	2	100	35,7	25,0	50,8	50,8	85,9	3,67	455,9	453,8
20-11-6	882,0	2	100	35,7	25,0	50,8	50,8	85,9	1,9	455,9	384,7
20-11-7	691,0	2	100	35,7	22,7	50,8	25,4	85,9	4,86	455,9	362,6
20-11-8	871,0	2	100	35,7	23,1	50,8	25,4	85,9	3,21	455,9	436,4

40 Rezansoff, Akanni, u. Sparling [Rezansoff et al. 1993]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
1a	750,0	2	100	25,2	27,3	46,4	51,0	26,4	1,01	444,9	510,5
1b	750,0	2	100	25,2	26,2	46,4	51,0	26,4	1,01	444,9	481,4
2a	750,0	3	100	25,2	27,3	46,4	51,0	50,5	-	444,9	415,3
2b	750,0	3	100	25,2	26,2	46,4	51,0	50,5	-	444,9	417,0
3a	750,0	3	100	25,2	27,3	46,4	51,0	25,5	0,67	444,9	481,0
3b	750,0	3	100	25,2	26,2	46,4	51,0	25,5	0,67	444,9	424,5
4a	900,0	3	100	29,9	27,8	46,2	51,0	29,1	0,31	474,9	431,3
4b	1125,0	3	100	29,9	25,7	46,2	51,0	29,1	0,31	474,9	474,9
5a	900,0	3	100	29,9	27,8	46,2	51,0	60,1	-	474,9	392,7
5b	1125,0	3	100	29,9	25,7	46,2	51,0	60,1	-	474,9	465,4
6	560,0	3	100	25,2	25,0	46,4	51,0	25,5	1,87	444,9	361,9
7	375,0	3	100	25,2	25,0	46,4	51,0	25,5	5,67	444,9	330,5
8	300,0	3	100	25,2	25,0	46,4	51,0	50,5	5,32	444,9	237,9
9	850,0	3	100	29,9	26,8	46,2	51,0	29,1	2,63	474,9	526,8
10	560,0	3	100	29,9	28,2	46,2	51,0	29,1	5,6	474,9	489,4

41 Rulon, Lequesne, Darwin, u. Andres [Rulon et al. 2022]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
14-a	1548,0	2	100	43,0	41,5	50,0	50,0	200,0	-	420,0	371,0
14-b	1032,0	2	100	43,0	41,3	50,0	50,0	200,0	2,09	420,0	379,0
14-c	774,0	2	100	43,0	40,8	50,0	50,0	200,0	4,39	420,0	415,0
14-d	1204,0	2	100	43,0	66,3	50,0	50,0	200,0	-	420,0	359,0
14-e	602,0	2	100	43,0	75,3	50,0	50,0	200,0	3,08	420,0	368,0
14-f	3096,0	2	100	43,0	38,2	50,0	50,0	200,0	-	690,0	505,0
14-g	1548,0	2	100	43,0	34,5	50,0	50,0	200,0	4,19	690,0	754,0
18-a	2052,0	2	100	57,0	39,1	65,0	65,0	260,0	1,36	420,0	462,0
18-b	1596,0	2	100	57,0	37,3	65,0	65,0	260,0	2,48	420,0	459,0
18-c	1368,0	2	100	57,0	67,1	65,0	65,0	260,0	1,36	420,0	423,0
18-d	1026,0	2	100	57,0	70,3	65,0	65,0	260,0	2,72	420,0	434,0

42 Schoening [Schoening 2018]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
T1	1310,0	3	100	40,0	40,2	60,0	60,0	80,0	1,57	572,0	495,0
T2	1310,0	3	100	40,0	32,5	40,0	40,0	80,0	1,57	572,0	473,0
T3	1750,0	3	100	40,0	33,0	60,0	60,0	80,0	1,17	572,0	555,0
T4	930,0	3	100	40,0	54,8	40,0	40,0	80,0	2,88	572,0	532,0
T5	1310,0	3	100	40,0	34,6	42,0	40,0	160,0	1,57	583,0	552,0
T12	1000,0	1	33	40,0	33,6	105,0	60,0	80,0	6,16	572,0	510,0
T13	1310,0	1	67	40,0	32,5	60,0	60,0	104,0	4,7	572,0	545,0
T17	900,0	3	100	28,0	38,3	45,0	42,0	55,0	1,8	570,0	565,0

43 Seliem, Hosny, Rizkalla, Zia, Briggs, Miller, Darwin, Browning, Glass, Hoyt, Donnelly, u. Jirsa [Seliem et al. 2009]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
5-5-OC0-1 1/4	457,2	4	100	15,9	35,9	88,9	31,8	190,5	-	689,5	606,7
5-5-OC0-1 1/4	457,2	4	100	15,9	37,9	94,5	27,7	191,0	-	689,5	599,8
5-5-OC0-1 1/4	457,2	4	100	15,9	35,9	88,9	31,8	190,5	-	689,5	606,7

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
5-5-OC0-1 1/4	457,2	4	100	15,9	37,9	94,5	27,7	191,0	-	689,5	599,8
5-5-OC0-2.0	381,0	4	100	15,9	39,3	88,9	50,8	190,5	-	689,5	668,8
5-5-OC0-3/4	838,2	4	100	15,9	35,9	25,4	19,0	50,8	-	689,5	551,6
5-5-OC0-3/4	812,8	4	100	15,9	37,9	28,2	20,3	58,4	-	689,5	530,9
5-5-OC0-3/4	838,2	4	100	15,9	35,9	25,4	19,0	50,8	-	689,5	551,6
5-5-OC0-3/4	812,8	4	100	15,9	37,9	28,2	20,3	58,4	-	689,5	530,9
5-5-XC0-1 1/4	635,0	4	100	15,9	35,9	88,9	31,8	190,5	-	689,5	758,4
5-5-XC0-1 1/4	635,0	4	100	15,9	32,2	96,4	24,8	189,5	-	689,5	627,4
5-5-XC0-1 1/4	635,0	4	100	15,9	35,9	88,9	31,8	190,5	-	689,5	758,4
5-5-XC0-1 1/4	635,0	4	100	15,9	32,2	96,4	24,8	189,5	-	689,5	627,4
5-5-XC0-2.0	508,0	4	100	15,9	39,3	88,9	50,8	190,5	-	689,5	827,4
5-5-XC0-3/4	1092,2	4	100	15,9	32,2	24,4	17,8	61,5	-	689,5	565,4
5-5-XC0-3/4	1117,6	4	100	15,9	35,9	25,4	19,0	50,8	-	689,5	627,4
5-5-XC0-3/4	1092,2	4	100	15,9	32,2	24,4	17,8	61,5	-	689,5	565,4
5-5-XC0-3/4	1117,6	4	100	15,9	35,9	25,4	19,0	50,8	-	689,5	627,4
8-5-OC0-1.5	1193,8	2	100	25,4	36,3	37,6	35,6	182,9	-	689,5	537,8
8-5-OC0-1.5	1193,8	2	100	25,4	34,5	39,4	38,1	73,7	-	689,5	510,2
8-5-OC0-1.5	1193,8	2	100	25,4	36,3	37,6	35,6	182,9	-	689,5	537,8
8-5-OC0-1.5	1193,8	2	100	25,4	34,5	39,4	38,1	73,7	-	689,5	510,2
8-5-OC0-2.5	787,4	2	100	25,4	41,5	63,5	63,5	127,0	-	689,5	661,9
8-5-OC1-1.5	1193,8	2	100	25,4	32,5	38,4	39,1	168,5	1,67	689,5	851,8
8-5-OC2-1.5	1193,8	2	100	25,4	41,7	38,1	35,6	181,9	3,34	689,5	877,9
8-5-OC2-2.5	787,4	2	100	25,4	41,5	63,5	63,5	127,0	4,43	689,5	965,3
8-5-SC0-1.5	1016,0	2	100	25,4	35,9	39,4	38,1	73,7	-	689,5	496,4
8-5-SC1-1.5	1016,0	2	100	25,4	35,9	41,9	38,1	70,1	1,47	689,5	682,6
8-5-SC2-1.5	1016,0	2	100	25,4	35,9	41,9	38,1	70,1	2,95	689,5	889,4
8-5-XC0-1.5	1600,2	2	100	25,4	41,0	35,9	35,8	187,5	-	689,5	620,5
8-5-XC0-1.5	1574,8	2	100	25,4	32,4	38,1	38,1	76,2	-	689,5	565,4
8-5-XC0-1.5	1600,2	2	100	25,4	41,0	35,9	35,8	187,5	-	689,5	620,5
8-5-XC0-1.5	1574,8	2	100	25,4	32,4	38,1	38,1	76,2	-	689,5	565,4
8-5-XC0-2.5	1041,4	2	100	25,4	40,1	63,5	63,5	127,0	-	689,5	758,4
8-5-XC1-1.5	1600,2	2	100	25,4	32,5	40,1	38,1	173,7	1,25	689,5	887,0
8-5-XC2-1.5	1600,2	2	100	25,4	34,5	39,4	38,1	175,3	2,49	689,5	986,1
8-8-OC0-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,2	40,6	38,1	71,1	-	689,5	551,6
8-8-OC0-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,9	38,1	38,1	76,2	-	689,5	627,4
8-8-OC0-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,2	40,6	38,1	71,1	-	689,5	551,6
8-8-OC0-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,9	38,1	38,1	76,2	-	689,5	627,4

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
8-8-OC0-2.5	685,8	2	100	25,4	59,7	58,7	58,4	141,7	-	689,5	551,6
8-8-OC1-2.5	685,8	2	100	25,4	53,7	57,4	62,0	150,9	1,45	689,5	611,5
8-8-OC2-2.5	685,8	2	100	25,4	55,1	58,7	55,1	140,7	3,64	689,5	793,2
8-8-XC0-1.5	1371,6	2	100	25,4	53,8	38,1	38,1	76,2	-	689,5	592,9
8-8-XC0-1.5	1371,6	2	100	25,4	70,3	38,1	38,1	76,2	-	689,5	751,5
8-8-XC0-1.5	1371,6	2	100	25,4	53,8	38,1	38,1	76,2	-	689,5	592,9
8-8-XC0-1.5	1371,6	2	100	25,4	70,3	38,1	38,1	76,2	-	689,5	751,5
8-8-XC0-2.5	914,4	2	100	25,4	55,1	62,0	60,5	135,6	-	689,5	627,4
8-8-XC1-2.5	914,4	2	100	25,4	53,7	60,7	65,0	137,7	1,09	689,5	765,0
8-8-XC2-2.5	914,4	2	100	25,4	59,7	63,0	58,7	130,6	2,73	689,5	809,3
11-5-OC0-2	1752,6	2	100	35,8	36,8	50,8	50,8	101,6	-	689,5	510,2
11-5-OC0-3	1270,0	2	100	35,8	34,5	82,6	69,8	146,3	-	689,5	517,1
11-5-OC1-2	1752,6	2	100	35,8	36,8	50,8	50,8	101,6	2,02	689,5	910,1
11-5-OC1-3	1270,0	2	100	35,8	34,5	82,6	69,8	152,4	1,67	689,5	717,1
11-5-OC2-3	1270,0	2	100	35,8	34,5	82,6	69,8	152,4	3,34	689,5	882,5
11-5-OC3-2	1752,6	2	100	35,8	36,8	50,8	50,8	101,6	4,64	689,5	1041,1
11-5-XC0-2	2311,4	2	100	35,8	28,0	50,8	50,8	101,6	-	689,5	496,4
11-5-XC0-3	1701,8	2	100	35,8	37,2	79,5	69,8	152,4	-	689,5	579,2
11-5-XC1-3	1701,8	2	100	35,8	37,2	79,5	69,8	149,4	1,25	689,5	806,7
11-5-XC2-2	2311,4	2	100	35,8	28,0	50,8	50,8	101,6	1,68	689,5	875,6
11-5-XC2-3	1701,8	2	100	35,8	37,2	79,5	69,8	149,4	2,49	689,5	972,2
11-5-XC3-2	2311,4	2	100	35,8	28,0	50,8	50,8	101,6	3,37	689,5	1068,7
11-8-OC0-2	1473,2	2	100	35,8	64,6	48,0	48,0	376,4	-	689,5	468,8
11-8-OC0-3	1092,2	2	100	35,8	41,9	76,2	76,2	152,4	-	689,5	537,8
11-8-OC1-2	1473,2	2	100	35,8	64,6	44,7	41,4	382,0	0,96	689,5	661,9
11-8-OC2-2	1473,2	2	100	35,8	59,8	50,8	50,8	364,7	2,16	689,5	851,5
11-8-OC2-3	1092,2	2	100	35,8	41,9	76,2	76,2	152,4	2,27	689,5	799,8
11-8-XC0-2	2006,6	2	100	35,8	68,3	49,5	47,0	371,9	-	689,5	544,7
11-8-XC0-3	1447,8	2	100	35,8	57,8	76,2	76,2	152,4	-	689,5	661,9
11-8-XC1-2	2006,6	2	100	35,8	68,3	53,6	51,1	364,7	0,71	689,5	736,9
11-8-XC2-2	2006,6	2	100	35,8	59,8	50,8	50,8	364,7	1,59	689,5	946,6
11-8-XC2-3	1447,8	2	100	35,8	57,8	76,2	76,2	152,4	1,95	689,5	882,5
8-5-OC2-1.5	1193,8	2	100	25,4	34,5	41,9	38,1	70,1	3,76	689,5	972,2
8-5-XC2-1.5	1574,8	2	100	25,4	32,4	40,6	38,1	70,1	2,85	689,5	1020,4
8-8-OC1-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,2	41,9	38,1	70,1	1,47	689,5	848,1
8-8-OC2-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,9	38,1	38,1	76,2	2,45	689,5	1041,1
8-8-OC2-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,2	41,9	38,1	70,1	2,95	689,5	1013,5

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
8-8-OC2-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,9	38,1	38,1	76,2	2,45	689,5	1041,1
8-8-OC2-1.5	1016,0	2	100	25,4	57,2	41,9	38,1	70,1	2,95	689,5	1013,5
8-8-XC1-1.5	1371,6	2	100	25,4	53,8	38,1	38,1	76,2	1,09	689,5	841,2
8-8-XC2-1.5	1371,6	2	100	25,4	70,3	38,1	38,1	76,2	1,82	689,5	1048,0
8-8-XC2-1.5	1371,6	2	100	25,4	53,8	38,1	38,1	76,2	2,18	689,5	992,8
8-8-XC2-1.5	1371,6	2	100	25,4	70,3	38,1	38,1	76,2	1,82	689,5	1048,0
8-8-XC2-1.5	1371,6	2	100	25,4	53,8	38,1	38,1	76,2	2,18	689,5	992,8

44 Tefpers [Tefpers 1973]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
123-s1	240,0	2	100	16,0	22,1	40,0	25,0	16,0	-	588,6	270,8
123-s2	400,0	2	100	16,0	29,3	40,0	25,0	16,0	-	588,6	416,9
123-s3	560,0	2	100	16,0	29,4	40,0	25,0	16,0	-	588,6	466,0
123-s4	720,0	2	100	16,0	28,2	40,0	25,0	16,0	-	588,6	516,0
123-s7	960,0	2	100	16,0	29,8	40,0	25,0	16,0	-	804,4	603,3
123-s8	240,0	2	100	16,0	26,0	40,0	25,0	16,0	2,62	804,4	338,5
123-s9	400,0	2	100	16,0	28,8	40,0	25,0	16,0	1,57	804,4	473,8
123-s10	560,0	2	100	16,0	28,5	40,0	25,0	16,0	1,12	804,4	670,0
123-s13	560,0	2	100	16,0	29,0	40,0	25,0	16,0	3,37	804,4	743,6
123-s14	720,0	2	100	16,0	26,9	40,0	25,0	16,0	2,62	804,4	728,9
123-s18	720,0	2	100	16,0	24,5	40,0	25,0	16,0	4,09	804,4	684,8
657-1	520,0	2	100	16,0	21,7	30,0	20,0	36,0	-	902,5	384,6
657-2	720,0	2	100	16,0	21,9	30,0	20,0	36,0	-	902,5	468,9
657-3	1020,0	2	100	16,0	21,6	30,0	20,0	36,0	-	902,5	569,0
657-4	1320,0	2	100	16,0	21,6	30,0	20,0	36,0	-	912,3	612,1
657-5	320,0	2	100	16,0	20,4	30,0	20,0	36,0	3,31	843,7	366,9
657-6	520,0	2	100	16,0	20,4	30,0	20,0	35,0	2,04	902,5	508,2
657-7	720,0	2	100	16,0	21,5	30,0	20,0	36,0	0,65	882,9	669,1
657-8	1020,0	2	100	16,0	21,5	30,0	20,0	35,0	1,04	873,1	814,2
657-9	520,0	2	100	16,0	23,3	30,0	20,0	36,0	0,91	882,9	457,2
657-10	520,0	2	100	16,0	23,3	30,0	20,0	36,0	3,62	902,5	677,9
657-13	720,0	2	100	16,0	21,7	32,0	39,0	31,0	-	882,9	546,4
657-14	720,0	2	100	16,0	21,7	25,0	10,0	46,0	-	882,9	436,6
657-15	720,0	2	100	16,0	22,3	47,0	34,0	49,0	-	882,9	618,0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
657-16	720,0	2	100	16,0	22,3	57,0	41,0	74,0	-	882,9	631,8
657-22	60,0	2	100	12,0	21,0	10,0	20,0	62,0	-	667,1	149,1
657-23	120,0	2	100	12,0	23,9	10,0	20,0	62,0	-	667,1	263,9
657-24	240,0	2	100	12,0	27,5	10,0	20,0	62,0	-	681,8	464,0
657-25	360,0	2	100	12,0	21,7	10,0	20,0	62,0	-	652,4	508,2
657-25A	660,0	2	100	12,0	28,2	10,0	20,0	62,0	-	593,5	671,0
657-37	80,0	2	100	16,0	23,0	10,0	20,0	46,0	-	735,8	125,6
657-38	160,0	2	100	16,0	24,0	10,0	20,0	46,0	-	745,6	178,5
657-39	320,0	2	100	16,0	22,8	10,0	20,0	46,0	-	740,7	317,8
657-40	480,0	2	100	16,0	26,4	10,0	20,0	46,0	-	745,6	376,7
657-40A	880,0	2	100	16,0	25,3	10,0	20,0	46,0	-	573,9	489,5
715-52	520,0	2	100	16,0	26,6	40,0	5,0	50,0	-	624,9	480,7
715-53	520,0	2	100	16,0	27,5	40,0	15,0	54,0	-	624,9	547,4
715-54	520,0	2	100	16,0	26,8	40,0	35,0	55,0	-	590,6	563,1
715-55	520,0	2	100	16,0	34,7	40,0	50,0	56,0	-	590,6	657,3
732-1	520,0	2	100	16,0	16,5	32,0	19,0	34,0	-	607,1	364,9
732-2	520,0	2	100	16,0	22,4	32,0	24,0	34,0	-	607,1	392,4
732-3	520,0	2	100	16,0	34,3	32,0	18,0	34,0	-	613,0	492,5
732-4	520,0	2	100	16,0	44,6	32,0	21,0	33,0	-	603,2	589,6
732-5	520,0	2	100	16,0	55,1	29,0	16,0	40,0	-	588,6	669,1
732-6	520,0	2	100	16,0	61,7	33,0	17,0	32,0	-	588,6	604,3
732-7	520,0	2	100	16,0	8,8	28,0	23,0	41,0	-	618,0	206,0
732-9	520,0	2	100	16,0	20,7	30,0	23,0	37,0	-	588,6	487,6
732-10	520,0	2	100	16,0	26,6	26,0	22,0	45,0	-	588,6	511,1
732-11	520,0	2	100	16,0	15,4	33,0	21,0	31,0	-	588,6	389,5
732-12	520,0	2	100	16,0	7,4	32,0	21,0	32,0	-	588,6	209,9
732-13	520,0	2	100	16,0	9,6	35,0	26,0	26,0	-	438,3	214,8
732-14	520,0	2	100	16,0	12,6	35,0	26,0	27,0	-	438,3	257,0
732-15	520,0	2	100	16,0	27,5	36,0	23,0	26,0	-	422,6	411,0
732-16	520,0	2	100	16,0	31,7	37,0	26,0	25,0	-	420,7	440,5
732-17	520,0	2	100	16,0	44,9	30,0	21,0	39,0	-	420,7	480,7
732-35	520,0	2	100	16,0	35,9	32,0	19,0	35,0	-	588,6	551,3
732-36	520,0	2	100	16,0	90,2	30,0	19,0	38,0	-	588,6	573,9
732-37	520,0	2	100	16,0	85,1	37,0	18,0	27,0	-	588,6	437,5
732-38	320,0	2	100	8,0	25,4	18,0	13,0	94,0	-	451,3	583,7
732-39	320,0	2	100	8,0	23,2	18,0	16,0	96,0	-	726,0	793,6
732-40	320,0	2	100	10,0	21,6	22,0	18,0	77,0	-	412,0	500,3

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
732-41	320,0	2	100	10,0	22,5	26,0	15,0	76,0	-	647,5	605,3
732-42	320,0	2	100	19,0	33,1	26,0	36,0	72,0	-	428,7	474,8
732-43	520,0	2	100	19,0	21,8	40,0	39,0	43,0	-	622,9	348,3
732-44	520,0	2	100	16,0	21,3	32,0	57,0	34,0	-	588,6	459,1
732-45	520,0	2	100	16,0	18,8	31,0	49,0	36,0	-	588,6	476,8
732-46	520,0	2	100	16,0	26,3	82,0	1,0	30,0	-	588,6	387,5
732-47	520,0	2	100	16,0	17,4	83,0	18,0	28,0	-	588,6	355,1
732-48	520,0	2	100	16,0	19,5	101,0	17,0	32,0	-	588,6	438,5
732-49	520,0	2	100	16,0	16,2	36,0	1,0	24,0	-	588,6	379,7
732-50	520,0	2	100	16,0	18,2	3,0	74,0	32,0	-	588,6	317,8
732-51	520,0	2	100	16,0	25,3	32,0	19,0	35,0	-	504,6	388,5
732-52	520,0	2	100	16,0	24,1	31,0	19,0	35,0	-	504,6	379,7
732-53	520,0	2	100	16,0	11,0	30,0	20,0	37,0	-	487,6	236,4
732-54	520,0	2	100	16,0	38,7	32,0	17,0	37,0	-	482,2	459,1
732-55	520,0	2	100	16,0	50,7	33,0	18,0	34,0	-	475,8	470,9
732-56	320,0	2	100	10,0	14,3	22,0	18,0	83,0	-	417,9	414,0
732-57	320,0	2	100	10,0	16,1	19,0	15,0	86,0	-	417,9	450,3
732-59	720,0	2	100	19,0	15,4	37,0	24,0	10,0	-	714,2	272,7
732-60	320,0	2	100	19,0	15,4	36,0	26,0	12,0	-	714,2	167,8
732-61	720,0	2	100	19,0	15,6	38,0	19,0	7,0	-	442,4	247,2
732-62	320,0	2	100	19,0	17,2	38,0	21,0	7,0	-	442,4	131,5
732-63	220,0	2	100	12,0	16,3	24,0	19,0	62,0	-	637,7	273,7
732-64	320,0	2	100	12,0	12,1	23,0	17,0	65,0	-	637,7	343,4
732-65	420,0	2	100	12,0	16,2	26,0	16,0	60,0	-	642,6	377,7
732-66	520,0	2	100	12,0	16,2	25,0	20,0	61,0	-	642,6	463,0
732-67	220,0	2	100	12,0	18,8	22,0	15,0	66,0	-	436,6	230,5
732-68	320,0	2	100	12,0	18,8	19,0	14,0	72,0	-	436,6	274,7
732-69	420,0	2	100	12,0	17,7	21,0	14,0	68,0	-	446,4	397,3
732-70	520,0	2	100	12,0	17,7	28,0	12,0	55,0	-	440,5	426,7
732-71	520,0	2	100	16,0	20,2	72,0	23,0	41,0	-	719,1	408,1
732-72	520,0	2	100	16,0	22,2	100,0	24,0	35,0	-	656,3	498,4
732-73	520,0	2	100	16,0	22,8	127,0	25,0	32,0	-	636,7	431,6
732-74	520,0	2	100	16,0	21,9	27,0	66,0	41,0	-	648,5	426,7
732-75	520,0	2	100	16,0	21,9	29,0	83,0	37,0	-	624,9	449,3
732-76	520,0	2	100	16,0	6,1	28,0	96,0	38,0	-	726,9	129,5
732-77	520,0	2	100	16,0	13,8	28,0	95,0	39,0	-	701,4	401,4
732-84	520,0	2	100	16,0	32,0	44,0	23,0	48,0	-	725,3	686,9

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
732-85	520,0	2	100	16,0	30,6	63,0	24,0	105,0	-	725,3	666,8
732-86	520,0	2	100	16,0	26,8	111,0	29,0	225,0	-	725,3	724,4
732-87	520,0	2	100	16,0	30,9	152,0	24,0	345,0	-	719,4	673,4
732-88	520,0	2	100	16,0	31,4	167,0	24,0	402,0	-	719,4	577,2
732-100	50,0	2	100	8,0	16,0	11,0	12,0	99,0	-	702,4	151,1
732-101	105,0	2	100	8,0	16,0	15,0	9,0	89,0	-	1058,0	297,0
732-102	150,0	2	100	8,0	16,0	14,0	8,0	93,0	-	702,4	252,1
732-103	200,0	2	100	8,0	16,0	19,0	10,0	80,0	-	702,4	342,4
732-104	50,0	2	100	8,0	16,0	15,0	13,0	90,0	-	478,7	129,5
732-105	100,0	2	100	8,0	16,0	14,0	10,0	93,0	-	478,7	193,3
732-106	150,0	2	100	8,0	16,0	14,0	11,0	92,0	-	478,7	223,7
732-107	200,0	2	100	8,0	16,0	15,0	12,0	90,0	-	478,7	283,5
732-112	50,0	2	100	10,0	13,2	13,0	15,0	85,0	-	402,2	85,4
732-113	100,0	2	100	10,0	13,2	13,0	13,0	85,0	-	762,5	212,0
732-114	150,0	2	100	10,0	13,2	13,0	10,0	85,0	-	402,2	133,4
732-115	200,0	2	100	10,0	13,2	14,0	13,0	83,0	-	402,2	186,4
732-116	50,0	2	100	10,0	13,2	15,0	12,0	81,0	-	645,5	97,1
732-117	100,0	2	100	10,0	14,3	17,0	10,0	77,0	-	645,5	131,5
732-118	150,0	2	100	10,0	14,3	15,0	10,0	80,0	-	645,5	158,9
732-119	190,0	2	100	10,0	14,3	10,0	13,0	91,0	-	645,5	215,8
732-124	160,0	2	100	10,0	14,3	20,0	17,0	71,0	-	647,5	244,3
732-125	160,0	2	100	10,0	22,1	39,0	15,0	34,0	-	637,7	308,0
732-127	160,0	2	100	10,0	22,1	20,0	25,0	71,0	-	637,7	317,8
732-128	160,0	2	100	10,0	22,1	40,0	32,0	27,0	-	637,7	219,7
732-131	160,0	2	100	10,0	20,2	39,0	2,0	28,0	-	412,0	177,6
732-132	155,0	2	100	10,0	20,2	1,0	13,0	109,0	-	412,0	133,4
732-133	155,0	2	100	10,0	20,2	17,0	11,0	77,0	-	412,0	195,2
732-134	153,0	2	100	10,0	20,2	41,0	13,0	30,0	-	418,9	214,8
732-135	160,0	2	100	10,0	20,2	3,0	29,0	105,0	-	418,9	209,0
732-136	160,0	2	100	10,0	25,2	21,0	27,0	70,0	-	418,9	358,1
732-137	150,0	2	100	10,0	25,2	40,0	28,0	31,0	-	418,9	292,3
732-138	160,0	2	100	10,0	16,5	20,0	14,0	66,0	-	632,8	282,5
732-139	160,0	2	100	10,0	16,5	20,0	14,0	72,0	-	632,8	293,3
732-140	147,0	2	100	10,0	16,5	22,0	15,0	68,0	-	414,0	252,1
732-141	150,0	2	100	10,0	16,5	21,0	13,0	69,0	-	414,0	231,5
732-142	158,0	2	100	10,0	29,4	22,0	15,0	68,0	-	632,8	385,5
732-143	155,0	2	100	10,0	29,4	21,0	15,0	69,0	-	632,8	383,6

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
732-144	148,0	2	100	10,0	29,4	18,0	15,0	71,0	-	414,0	353,2
732-145	148,0	2	100	10,0	29,4	20,0	15,0	68,0	-	414,0	349,2
732-146	156,0	2	100	10,0	42,9	19,0	15,0	69,0	-	632,8	441,5
732-147	145,0	2	100	10,0	42,9	21,0	15,0	71,0	-	632,8	470,9
732-148	157,0	2	100	10,0	42,9	21,0	15,0	70,0	-	414,0	429,7
732-149	145,0	2	100	10,0	42,9	22,0	15,0	69,0	-	414,0	389,5
732-151	150,0	2	100	10,0	48,5	21,0	15,0	68,0	-	637,7	455,2
732-152	144,0	2	100	10,0	48,5	20,0	16,0	70,0	-	416,9	433,6
732-153	140,0	2	100	10,0	48,5	21,0	15,0	67,0	-	416,9	423,8
732-154	152,0	2	100	10,0	55,3	19,0	15,0	69,0	-	637,7	425,8
732-155	156,0	2	100	10,0	55,3	20,0	15,0	72,0	-	637,7	497,4
732-156	152,0	2	100	10,0	55,3	20,0	15,0	72,0	-	416,9	495,4
732-157	145,0	2	100	10,0	55,3	23,0	16,0	66,0	-	416,9	491,5
732-158	152,0	2	100	10,0	68,9	21,0	15,0	70,0	-	637,7	494,4
732-159	162,0	2	100	10,0	68,9	20,0	13,0	67,0	-	637,7	470,9
732-160	143,0	2	100	10,0	68,9	20,0	15,0	69,0	-	416,9	452,2
732-161	142,0	2	100	10,0	68,9	20,0	21,0	69,0	-	416,9	527,8
747-1	520,0	2	100	25,0	24,4	75,0	37,0	100,0	-	436,5	269,8
747-2	720,0	2	100	25,0	24,7	75,0	40,0	100,0	-	438,2	404,2
747-3	920,0	2	100	25,0	21,6	75,0	40,0	100,0	-	435,7	401,2
747-4	520,0	2	100	25,0	19,7	78,0	37,0	93,0	-	622,6	296,3
747-5	920,0	2	100	25,0	25,8	78,0	49,0	92,0	-	627,6	560,2
747-6	1320,0	2	100	25,0	29,6	74,0	36,0	100,0	-	625,1	653,4
747-7	520,0	2	100	32,0	23,6	62,0	51,0	95,0	-	423,4	216,8
747-8	920,0	2	100	32,0	19,3	65,0	38,0	90,0	-	421,8	305,1
747-16	520,0	2	100	25,0	36,2	80,0	40,0	93,0	-	494,4	328,6
747-17	720,0	2	100	25,0	37,5	74,0	41,0	102,0	-	502,3	411,3
747-18	920,0	2	100	25,0	40,5	80,0	49,0	92,0	-	495,4	554,3

45 Thompson, Jirsa, Breen, u. Meinheit [Thompson et al. 1975]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
6-12-4/2/2-6/6	304,8	6	100	19,0	25,7	50,8	50,8	101,6	-	425,4	399,0
8-15-4/2/2-6/6-S5	381,0	6	100	25,4	24,2	50,8	50,8	101,6	2,21	421,3	404,2

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
8-18-4/3/2-6/6	457,2	6	100	25,4	32,5	50,8	76,2	101,6	-	408,9	392,4
8-18-4/3/2.5- 4/6	457,2	6	100	25,4	20,1	63,5	76,2	101,6	-	408,9	386,1
8-24-4/2/2-6/6	609,6	6	100	25,4	21,4	50,8	50,8	101,6	-	408,9	405,9
11-20-4/2/2- 6/6-S5	508,0	6	100	35,8	23,4	50,8	50,8	101,6	1,57	464,0	401,9
11-20-4/2/2/- 6/6-SP	508,0	6	100	35,8	22,5	50,8	50,8	101,6	2,74	464,0	364,6
11-25-6/2/3-5/5	635,0	5	100	35,8	27,0	76,2	50,8	152,4	-	457,1	332,1
11-30-4/2/2-6/6	762,0	6	100	35,8	19,8	50,8	50,8	101,6	-	417,1	272,8
11-30-4/2/2- 6/6-S5	762,0	6	100	35,8	21,1	50,8	50,8	101,6	1,57	448,2	339,0
11-30- 4/2/2.7/4/6	762,0	4	100	35,8	30,5	68,6	50,8	101,6	-	436,4	403,2
11-30-4/2/4-6/6	762,0	6	100	35,8	23,1	101,6	50,8	101,6	-	437,1	316,5
11-45-4/1/2-6/6	1143,0	6	100	35,8	24,3	50,8	25,4	101,6	-	417,1	322,1
14-60-4/2/2-5/5	1524,0	5	100	43,0	19,8	50,8	50,8	101,6	-	397,8	306,8
14-60-4/2/4-5/5	1524,0	5	100	43,0	22,1	101,6	50,8	101,6	-	397,8	341,0

46 Zekany, Neumann, Jirsa, u. Breen [Zekany et al. 1981]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
2-4.5-53-B	558,8	4	100	35,8	28,4	50,8	50,8	101,6	0,35	414,4	293,9
2-4.5-80-B	558,8	4	100	35,8	29,0	50,8	50,8	101,6	0,35	414,4	297,6
2-5-40-B(4)	558,8	4	100	35,8	26,5	50,8	50,8	101,6	0,56	414,4	291,7
3-5-40-B	558,8	4	100	35,8	25,9	50,8	50,8	101,6	0,71	414,4	267,6
3-5-53-B	558,8	4	100	35,8	26,0	50,8	50,8	101,6	0,71	414,4	276,4
9-53-B	406,4	5	100	28,7	39,3	50,8	50,8	76,2	0,39	433,0	398,4
9-53-B-N	406,4	5	100	28,7	39,0	50,8	50,8	72,3	-	433,0	329,4
11-40-B	558,8	4	100	35,8	34,8	50,8	50,8	101,6	0,35	414,4	317,4
11-40-B-A	558,8	4	100	35,8	37,4	50,8	50,8	101,6	0,35	414,4	312,2
11-53-B	558,8	4	100	35,8	27,8	50,8	50,8	101,6	0,35	414,4	296,5
11-53-B-D	558,8	4	100	35,8	28,4	50,8	50,8	101,6	0,35	414,4	236,0
N-N-80-B	558,8	4	100	35,8	26,4	50,8	50,8	93,9	-	414,4	265,6

47 Zuo u. Darwin [Zuo u. Darwin 1998]

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
19.1-B-S-U	914,4	3	100	25,4	29,3	49,6	49,8	98,0	-	555,5	506,9
19.2-B-N-U	914,4	3	100	25,4	29,3	51,2	49,0	95,7	-	555,5	467,8
19.3-B-S-U	762,0	3	100	25,4	29,3	52,4	48,3	96,4	0,74	555,5	492,5
19.4-B-N-U	762,0	3	100	25,4	29,3	51,6	48,2	96,1	0,74	555,5	532,8
20.1-B-S-U	1016,0	3	100	35,8	35,0	51,0	46,7	66,7	1,86	536,2	490,1
20.2-B-N-U	1016,0	3	100	35,8	35,0	50,8	46,9	65,9	1,86	536,2	495,1
20.3-B-S-U	1016,0	3	100	35,8	35,0	50,8	46,3	66,7	1,16	536,2	472,4
20.4-B-N-U	1016,0	3	100	35,8	35,0	51,8	47,4	65,9	1,16	536,2	466,4
20.6-B-S-U	1016,0	3	100	25,4	35,0	38,5	33,0	34,1	-	555,5	394,0
21.1-B-S-U	609,6	3	100	25,4	29,9	44,8	37,3	24,6	5,11	555,5	509,4
21.3-B-S-U	635,0	3	100	25,4	29,9	42,0	37,9	29,4	4,09	555,5	525,7
21.5-B-S-U	635,0	2	100	25,4	29,9	41,7	36,1	112,7	3,93	555,5	533,3
23a.1-B-S-U	533,4	3	100	25,4	62,6	55,0	49,0	94,1	1,4	555,5	543,8
23a.3-B-N-U	533,4	3	100	25,4	62,6	52,2	48,3	96,6	1,4	555,5	555,5
23a.4-B-S-U	533,4	3	100	25,4	62,6	51,0	49,0	96,4	1,4	555,5	545,7
23a.5-B-S-U	558,8	2	100	25,4	64,3	50,8	49,2	96,1	-	555,5	429,2
23a.6-B-S-U	736,6	2	100	25,4	64,3	51,6	48,7	95,2	-	555,5	520,3
23b.1-B-S-U	444,5	3	100	25,4	57,7	37,3	49,6	36,1	3,74	555,5	545,0
23b.3-B-S-U	495,3	2	100	25,4	57,7	77,0	77,6	196,0	-	555,5	494,0
24.1-B-S-U	812,8	2	100	25,4	29,6	50,8	48,3	95,2	-	545,2	426,9
25.1-B-S-U	419,1	3	100	15,9	31,0	50,4	39,5	52,0	-	434,2	439,3
26.1-B-S-U	762,0	3	100	25,4	34,2	39,7	48,0	33,3	1,47	545,2	445,3
26.3-B-S-U	1016,0	3	100	25,4	34,2	39,3	48,0	33,1	-	545,2	431,0
26.5-B-S-U	1016,0	3	100	25,4	34,2	38,1	48,0	34,7	-	537,5	443,7
27.1-B-S-U	571,5	3	100	25,4	74,5	48,4	36,8	24,6	1,96	545,2	551,5
27.2-B-S-U	571,5	3	100	25,4	74,5	50,8	35,9	24,2	1,96	537,5	541,4
27.3-B-S-U	444,5	3	100	25,4	74,5	49,2	37,4	23,4	3,74	545,2	546,1
27.4-B-S-U	444,5	3	100	25,4	74,5	50,8	36,6	23,2	3,74	537,5	532,4
27.5-B-S-U	457,2	3	100	25,4	74,5	102,0	36,2	47,8	2,91	545,2	531,4
27.6-B-S-U	457,2	3	100	25,4	74,5	102,4	36,6	47,2	2,91	537,5	540,7
28.1-B-S-U	635,0	2	100	35,8	86,9	55,6	48,3	38,9	1,57	536,2	491,1
28.3-B-S-U	711,2	3	100	35,8	86,9	55,2	48,3	63,1	0,75	536,2	462,1
28.5-B-S-U	762,0	2	100	35,8	86,9	50,2	50,8	204,8	-	536,2	350,9
29.1-B-S-U	508,0	3	100	25,4	73,2	44,8	36,6	25,0	1,84	545,2	558,3
29.2-B-S-U	508,0	3	100	25,4	73,2	47,6	37,5	24,6	1,84	537,5	576,8

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
29.3-B-S-U	457,2	3	100	25,4	73,2	47,2	37,3	24,6	2,45	545,2	539,4
29.4-B-S-U	457,2	3	100	25,4	73,2	49,2	36,0	25,0	2,45	537,5	537,5
29.5-B-S-U	406,4	3	100	25,4	73,2	99,2	37,3	49,0	1,84	545,2	522,5
29.6-B-S-U	406,4	3	100	25,4	73,2	99,2	35,9	49,8	1,84	537,5	535,9
30.1-B-S-U	635,0	2	100	35,8	91,1	60,3	48,0	34,9	0,94	536,2	455,6
30.3-B-S-U	711,2	3	100	35,8	91,1	49,6	48,0	64,7	0,37	536,2	461,1
30.5-B-S-U	762,0	2	100	35,8	91,1	52,4	49,7	204,0	-	536,2	461,6
31.1-B-S-U	406,4	2	100	25,4	88,9	50,8	38,7	95,2	1,38	545,2	470,5
31.3-B-S-U	406,4	2	100	25,4	88,9	50,0	36,5	98,4	1,38	537,5	449,6
31.5-B-S-U	558,8	3	100	25,4	88,9	46,4	37,9	25,8	-	545,2	423,6
31.6-B-S-U	558,8	3	100	25,4	88,9	43,7	37,9	27,4	-	479,2	437,3
32.1-B-S-U	812,8	2	100	35,8	99,3	50,8	48,4	50,0	-	536,2	436,6
32.2-B-S-U	812,8	2	100	35,8	99,3	50,8	48,7	54,0	-	459,8	424,0
32.3-B-S-U	812,8	2	100	35,8	99,3	50,0	49,4	204,0	-	536,2	418,1
32.4-B-S-U	711,2	2	100	35,8	99,3	51,6	49,1	205,6	-	459,8	420,6
33.1-B-S-U	457,2	3	100	25,4	37,0	51,6	49,6	21,6	4,36	545,2	422,8
33.2-B-S-U	457,2	3	100	25,4	37,0	49,6	48,6	20,0	4,36	479,2	423,5
33.3-B-S-U	457,2	3	100	25,4	37,0	52,6	50,0	97,4	1,64	545,2	397,1
33.4-B-S-U	457,2	3	100	25,4	37,0	52,4	49,2	97,2	1,64	479,2	402,1
33.5-B-S-U	558,8	2	100	25,4	36,1	52,0	49,0	95,2	1,0	545,2	389,3
33.6-B-S-U	558,8	2	100	25,4	36,1	53,2	48,0	85,7	1,0	479,2	399,5
34.1-B-S-U	609,6	3	100	25,4	37,5	52,4	49,3	98,4	-	545,2	399,1
34.2-B-N-U	609,6	3	100	25,4	37,5	52,6	48,7	98,8	-	545,2	427,3
34.3-B-S-U	609,6	3	100	25,4	37,5	52,8	50,3	93,7	-	479,2	406,4
34.4-B-N-U	609,6	3	100	25,4	37,5	51,9	49,2	95,6	-	479,2	403,2
35.1-B-S-U	508,0	2	100	25,4	36,7	36,9	49,2	120,6	2,76	520,0	471,9
35.3-B-S-U	508,0	2	100	25,4	36,7	38,1	48,8	115,1	2,76	479,2	425,9
36.1-B-S-U	609,6	3	100	25,4	34,9	49,2	36,7	24,6	5,11	545,2	533,6
36.2-B-S-U	533,4	3	100	25,4	34,9	50,0	36,1	24,6	4,36	545,2	467,1
36.3-B-S-U	660,4	3	100	25,4	34,9	51,2	50,8	93,3	-	479,2	432,9
36.4-B-N-U	660,4	3	100	25,4	34,9	51,6	50,5	92,9	-	479,2	414,8
37.4-B-S-U	533,4	3	100	25,4	33,1	50,8	38,2	24,6	4,36	520,0	508,7
38.1-B-N-U	660,4	3	100	25,4	35,0	49,2	45,8	99,2	-	479,2	373,5
38.2-B-S-U	660,4	3	100	25,4	35,0	54,0	52,7	93,7	-	479,2	417,2
38.3-B-S-U	609,6	3	100	25,4	35,0	49,2	36,7	25,4	5,11	545,2	475,2
38.4-B-S-U	533,4	3	100	25,4	35,0	50,0	36,5	24,6	4,36	545,2	421,4
38.5-B-S-U	609,6	2	100	25,4	35,0	52,0	36,8	95,2	2,76	545,2	467,7

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
38.6-B-S-U	660,4	2	100	25,4	35,0	50,0	44,6	98,4	0,85	545,2	392,0
39.2-B-S-U	406,4	3	100	25,4	99,6	48,4	37,5	26,2	1,84	466,7	480,9
39.3-B-S-U	406,4	3	100	25,4	99,6	48,0	37,5	24,8	1,84	537,5	537,5
39.6-B-S-U	533,4	3	100	25,4	99,6	49,6	38,2	26,2	-	466,7	464,6
40.1-B-S-U	584,2	2	100	35,8	107,9	51,6	37,4	50,8	1,36	536,2	459,2
40.4-B-S-U	584,2	2	100	35,8	107,9	50,8	36,8	54,0	1,36	451,9	405,6
40.5-B-S-U	431,8	2	100	25,4	107,9	50,8	46,9	95,2	-	537,5	453,8
41.1-B-S-U	406,4	2	100	25,4	70,2	50,8	38,6	93,7	1,38	555,5	456,1
41.2-B-S-U	406,4	3	100	25,4	70,2	47,6	38,5	23,8	5,11	555,5	572,4
41.3-B-S-U	406,4	3	100	25,4	70,2	48,0	48,0	23,4	3,27	555,5	547,1
41.4-B-S-U	406,4	3	100	25,4	70,2	48,4	37,5	24,6	5,11	537,5	532,7
41.5-B-N-U	406,4	3	100	25,4	72,4	51,2	50,2	95,2	0,92	479,2	455,1
41.6-B-S-U	406,4	3	100	25,4	72,4	50,8	50,4	95,2	0,92	479,2	450,8
42.1-B-S-U	406,4	2	100	25,4	82,3	50,8	47,3	94,5	1,38	537,5	443,5
42.4-B-S-U	406,4	3	100	25,4	82,3	48,4	46,5	25,4	3,27	537,5	487,4
42.5-B-S-U	406,4	3	100	25,4	82,3	48,4	37,5	25,4	5,11	537,5	537,2
43.2-B-S-U	406,4	2	100	25,4	79,5	51,6	46,8	95,2	1,38	555,5	447,8
43.3-B-S-U	406,4	3	100	25,4	79,5	46,8	47,2	25,4	3,27	555,5	543,4
43.6-B-S-U	406,4	3	100	25,4	79,5	48,0	37,9	25,4	5,11	555,5	570,4

C.2 Datensatz Verankerungen

1 Amin [Amin 2009]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
Bs5	160,0	2	16,0	27,7	25,0	25,0	168,0	-	-	522,0	204,9
Bs6	240,0	2	16,0	22,4	25,0	25,0	168,0	-	-	522,0	392,3
Bs7	320,0	2	16,0	21,6	25,0	25,0	168,0	-	-	522,0	350,1
Bs8	160,0	2	16,0	21,6	55,0	25,0	108,0	-	-	522,0	302,2
Bs9	240,0	2	16,0	21,6	55,0	25,0	108,0	-	-	522,0	479,4
Bs10	150,0	2	16,0	22,4	55,0	25,0	108,0	-	3,0	522,0	462,8
Bs11	100,0	2	16,0	23,9	25,0	25,0	168,0	-	3,0	522,0	309,1
Bs12	100,0	2	16,0	23,9	55,0	25,0	108,0	-	4,6	522,0	478,0
Bs13	150,0	2	16,0	27,5	25,0	25,0	168,0	-	1,7	522,0	254,0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
Bs14	150,0	2	16,0	27,5	55,0	25,0	108,0	-	2,8	522,0	420,7
Bs15	150,0	2	16,0	27,5	25,0	25,0	168,0	-	1,2	522,0	267,3
Bs16	150,0	2	16,0	26,4	55,0	25,0	108,0	-	1,3	522,0	292,2
Bs17	240,0	2	16,0	26,4	25,0	25,0	168,0	-	-	522,0	377,4
Bs19	100,0	2	16,0	31,6	25,0	25,0	168,0	-	2,6	522,0	261,1
Bs20	100,0	2	16,0	31,6	25,0	25,0	168,0	-	-	522,0	331,4
Bs21	95,0	2	16,0	40,5	25,0	25,0	118,0	-	2,2	550,0	298,6
Bs22	150,0	2	16,0	29,3	25,0	25,0	118,0	-	2,1	550,0	319,8
Bs23	150,0	2	16,0	25,5	25,0	16,0	118,0	-	2,4	550,0	366,4
Bs24	100,0	2	16,0	31,4	25,0	25,0	118,0	3,53	2,3	550,0	339,0
Bs25	150,0	2	16,0	27,0	25,0	25,0	118,0	-	2,2	550,0	354,4
Bs26	150,0	2	16,0	30,4	25,0	16,0	118,0	-	2,2	550,0	334,7
Bs27	100,0	1	16,0	30,8	67,0	16,0	-	-	1,8	550,0	332,7
Bs28	100,0	1	16,0	30,8	67,0	16,0	-	-	5,9	550,0	542,2
Bs29	150,0	1	16,0	34,6	67,0	16,0	-	-	1,8	550,0	488,1
Bs31	100,0	2	16,0	34,6	25,0	25,0	43,0	-	2,6	550,0	228,7
Bs32	150,0	2	16,0	31,8	25,0	25,0	43,0	-	2,5	550,0	319,0
Bs33	150,0	2	16,0	27,4	25,0	25,0	43,0	-	4,9	550,0	312,6
Bs34	150,0	2	16,0	31,9	25,0	25,0	43,0	2,36	3,0	550,0	378,8
Bs35	100,0	2	16,0	25,5	25,0	25,0	118,0	-	1,1	550,0	169,1
Bs36	100,0	2	16,0	28,7	16,0	25,0	136,0	-	1,2	550,0	176,6
Bs37	150,0	2	16,0	32,8	16,0	25,0	136,0	-	2,2	550,0	330,9

2 Batayneh [Batayneh 1993]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
Beam 01	180,0	2	12,0	13,9	12,0	12,0	77,0	-	0,6	495,0	199,8
Beam 02.1	180,0	2	12,0	20,3	12,0	12,0	77,0	-	3,3	495,0	415,6
Beam 02.2	180,0	2	12,0	18,3	12,0	12,0	77,0	-	3,3	495,0	396,1
Beam 11	180,0	2	12,0	21,7	12,0	12,0	77,0	-	5,0	495,0	464,2
Beam 21	180,0	2	12,0	21,7	12,0	12,0	77,0	-	1,1	495,0	366,8

3 Chamberlin [Chamberlin 1956]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
II5	271,0	1	12,7	25,4	6,4	25,4	-	-	-	344,7	211,7
II6	271,0	1	12,7	25,4	12,7	25,4	-	-	-	344,7	252,7
II7	271,0	1	12,7	25,4	19,0	25,4	-	-	-	344,7	291,9
II8	271,0	1	12,7	25,4	25,4	25,4	-	-	-	344,7	337,2
III1	152,4	1	12,7	30,8	6,4	25,4	-	-	-	344,7	160,8
III2	152,4	1	12,7	30,8	12,7	25,4	-	-	-	344,7	223,2
III3	152,4	1	12,7	30,8	19,0	25,4	-	-	-	344,7	248,6
III5	76,2	1	12,7	30,8	6,4	25,4	-	-	-	344,7	75,8
III6	76,2	1	12,7	30,8	12,7	25,4	-	-	-	344,7	112,3
III7	76,2	1	12,7	30,8	19,0	25,4	-	-	-	344,7	161,3
III9	404,3	1	19,0	30,8	9,5	25,3	-	-	-	344,7	243,4
III10	404,3	1	19,0	30,8	19,0	25,3	-	-	-	344,7	276,6
III13	271,0	1	12,7	40,5	6,4	25,4	-	-	-	344,7	258,6
III14	270,9	1	12,7	40,5	12,7	25,4	-	-	-	344,7	319,9
III15	270,9	1	12,7	40,5	19,0	25,4	-	-	-	344,7	339,9
III16	270,9	1	12,7	40,5	25,4	25,4	-	-	-	344,7	339,9
III17	152,4	1	12,7	40,5	6,4	25,4	-	-	-	344,7	209,8
III18	152,4	1	12,7	40,5	12,7	25,4	-	-	-	344,7	241,4
III19	152,4	1	12,7	40,5	19,0	25,4	-	-	-	344,7	290,9
III20	152,4	1	12,7	40,5	25,4	25,4	-	-	-	344,7	333,9
III21	76,2	1	12,7	40,5	6,4	25,4	-	-	-	344,7	93,6
III22	76,2	1	12,7	40,5	12,7	25,4	-	-	-	344,7	141,4
III23	76,2	1	12,7	40,5	19,0	25,4	-	-	-	344,7	165,8
IV16	304,8	2	12,7	31,3	50,8	25,4	25,4	-	-	344,7	327,0

4 Ferguson u. Thompson [Ferguson u. Thompson 1962]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
A1	380,0	1	9,5	17,0	69,7	17,5	-	-	-	628,0	723,2
A4	304,0	1	9,5	18,6	71,2	31,6	-	-	-	671,0	663,0
B1	888,0	1	22,2	23,9	164,9	53,1	-	-	-	651,0	651,2
B3	888,0	1	22,2	19,4	141,2	42,2	-	-	-	561,0	563,2
B4	888,0	1	22,2	23,2	141,2	19,8	-	-	-	535,0	532,8

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B7	710,4	1	22,2	18,7	164,9	42,2	-	-	-	485,0	485,1
B13	399,6	1	22,2	26,2	216,4	44,0	-	-	-	417,0	416,9
B14	578,5	1	22,2	32,1	216,4	43,7	-	-	-	561,0	557,7
B15	710,4	1	22,2	23,1	215,6	39,5	-	-	-	511,0	508,2
B16	532,8	1	22,2	27,0	217,3	20,6	-	-	-	433,0	434,9
B17	710,4	1	22,2	19,4	216,0	37,3	-	-	-	479,0	478,7
B19	399,6	1	22,2	20,7	219,3	42,8	-	-	-	383,0	380,2
B20	399,6	1	22,2	37,5	216,4	43,7	-	-	-	541,0	541,4
B21	578,5	1	22,2	33,4	214,9	42,2	-	-	-	540,0	540,0
B22	710,4	1	22,2	39,1	214,9	35,1	-	-	-	643,0	641,3
B24	710,4	1	22,2	25,1	216,4	40,4	-	-	-	630,0	631,0
B27	532,8	1	22,2	41,0	215,8	38,8	-	-	-	617,0	616,3
B34	532,8	1	22,2	16,4	216,4	65,7	-	-	-	457,0	458,9
B35	710,4	1	22,2	20,6	216,4	61,9	-	-	-	623,0	623,4
B36	710,4	1	22,2	21,9	215,8	65,0	-	-	-	678,0	678,4
B37	710,4	1	22,2	20,2	215,8	19,8	-	-	-	474,0	473,6
B38	532,8	1	22,2	25,7	215,8	66,4	-	-	-	595,0	593,3
B39	710,4	1	22,2	23,0	214,0	68,2	-	-	-	630,0	645,1
B40	710,4	1	22,2	26,1	221,6	22,9	-	-	-	595,0	591,4
B42	888,0	1	22,2	20,3	216,0	42,2	-	-	-	610,0	606,4
B43	888,0	1	22,2	24,8	165,8	24,6	-	-	-	609,0	606,4
B44	710,4	1	22,2	21,1	164,9	42,2	-	-	-	506,0	517,1
B45	532,8	1	22,2	24,6	166,5	38,0	-	-	-	400,0	400,3
B46	532,8	1	22,2	28,3	216,4	37,3	-	-	-	517,0	513,6
B47	532,8	1	22,2	17,8	216,4	41,1	-	-	-	398,0	400,3
C1	1145,6	1	35,8	41,0	216,6	36,9	-	-	-	322,0	323,8
C5	1718,4	1	35,8	27,0	216,6	44,0	-	-	-	466,0	455,0
C8	1145,6	1	35,8	16,4	216,6	40,5	-	-	-	361,0	362,2
C9	1145,6	1	35,8	22,8	216,6	70,2	-	-	-	404,0	407,0

5 Ferguson u. Breen [Ferguson u. Breen 1965]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
C23M	1289,0	2	35,8	20,5	117,8	38,1	307,2	-	-	613,6	484,3
C26M	1289,0	2	35,8	18,8	118,2	76,2	308,0	-	-	613,6	587,5

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
C38	1607,8	1	35,8	23,5	257,7	50,8	-	-	-	613,6	442,0
C40	1254,8	1	35,8	22,8	256,4	50,8	-	-	-	613,6	338,2

6 Hegger, Fischer, Camps, u. Fröse [Hegger et al. 2022]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B1-1	80,0	4	16,0	37,4	24,0	25,0	32,0	-	15,5	590,0	245,0
B1-2	64,0	4	16,0	37,4	24,0	25,0	32,0	-	15,7	590,0	199,0
B2-1	55,0	4	16,0	37,4	24,0	25,0	32,0	-	14,6	590,0	160,0
B2-2	100,0	4	16,0	37,4	24,0	25,0	32,0	-	11,6	590,0	257,0

7 Hwang, Leu, u. Hwang [Hwang et al. 1996]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
40-L400-9N1	400,0	1	28,7	46,1	50,0	211,0	-	-	-	518,6	442,6
40-L450-9N1	450,0	1	28,7	39,5	50,0	211,0	-	-	-	518,6	473,5
55-L300-9N1	300,0	1	28,7	48,3	50,0	211,0	-	-	-	518,6	377,1
55-L300-9N2	300,0	1	28,7	53,6	50,0	211,0	-	-	-	518,6	286,8
55-L300-9S1	300,0	1	28,7	56,2	50,0	211,0	-	8,5	-	518,6	356,7
55-L300-9S2	300,0	1	28,7	58,3	50,0	211,0	-	8,5	-	518,6	467,5
55-L300-9S3	300,0	1	28,7	51,9	50,0	211,0	-	8,5	-	518,6	438,6
70-L300-9N1	300,0	1	28,7	71,3	50,0	211,0	-	-	-	518,6	426,5
70-L300-9N2	300,0	1	28,7	67,2	50,0	211,0	-	-	-	518,6	447,0
70-L300-9S1	300,0	1	28,7	65,3	50,0	211,0	-	8,5	-	518,6	413,9

8 Kaku, Yamada, u. Shibata, M. Takashi, H. [Kaku et al. 1988]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
1-1	500,0	4	19,0	18,2	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	242,1
1-2	500,0	4	19,0	18,2	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	252,6
2-1	250,0	4	19,0	19,2	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	121,1

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
2-2	250,0	4	19,0	19,2	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	120,5

9 Kaku, Yamada, u. Gouraku [Kaku et al. 1989]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
A-50-0	500,0	4	19,0	23,8	20,5	20,5	27,0	-	-	613,0	190,0
B-25-6-5	250,0	4	19,0	19,2	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	121,1
B-25-6-5R	250,0	4	19,0	19,2	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	120,3
B-25-6-10	250,0	4	19,0	20,9	20,5	20,5	27,0	0,74	-	613,0	81,4
B-25-6-10R	250,0	4	19,0	20,9	20,5	20,5	27,0	0,74	-	613,0	110,3
B-25-9-5	250,0	4	19,0	21,8	20,5	20,5	27,0	3,35	-	613,0	179,5
B-25-9-5R	250,0	4	19,0	21,8	20,5	20,5	27,0	3,35	-	613,0	191,2
B-25-9-10	250,0	4	19,0	22,9	20,5	20,5	27,0	1,67	-	613,0	115,5
B-25-9-10R	250,0	4	19,0	22,9	20,5	20,5	27,0	1,67	-	613,0	148,1
B-50-6-5	500,0	4	19,0	18,2	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	241,4
B-50-6-5R	500,0	4	19,0	18,2	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	252,8
B-50-6-10	500,0	4	19,0	18,1	20,5	20,5	27,0	0,74	-	613,0	198,3
B-50-6-10R	500,0	4	19,0	18,1	20,5	20,5	27,0	0,74	-	613,0	205,3
B-50-9-5	500,0	4	19,0	19,9	20,5	20,5	27,0	3,35	-	613,0	408,4
B-50-9-10	500,0	4	19,0	22,7	20,5	20,5	27,0	1,67	-	613,0	295,0
C-20-6-6.7	200,0	4	19,0	22,7	20,5	20,5	27,0	2,23	-	613,0	129,4
C-50-6-6.7	500,0	4	19,0	22,7	20,5	20,5	27,0	2,08	-	613,0	342,6
D-25-6-10	250,0	4	19,0	23,1	20,5	20,5	27,0	1,12	-	613,0	159,2
D-25-6-10R	250,0	4	19,0	23,1	20,5	20,5	27,0	1,12	-	613,0	172,0
D-50-6-10	500,0	4	19,0	20,8	20,5	20,5	27,0	1,49	-	613,0	340,1
E-50-6-10	500,0	3	19,0	20,0	20,5	20,5	51,0	0,99	-	613,0	339,4
E-50-6-10R	500,0	3	19,0	20,0	20,5	20,5	51,0	0,99	-	613,0	349,8

10 Maeda, Otani, u. Aoyama [Maeda et al. 1995]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B1-Top1	240,0	4	19,1	31,1	31,5	21,0	37,0	0,62	-	360,0	133,4
B1-Top2	240,0	4	19,1	31,1	31,5	21,0	37,0	1,23	-	360,0	169,4

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
B2-Top1	240,0	4	19,1	31,1	31,5	21,0	37,0	1,23	-	360,0	166,6
B2-Top2	240,0	4	19,1	31,1	31,5	21,0	37,0	2,47	-	360,0	246,0
B3-Top1	240,0	4	19,1	31,1	31,5	21,0	37,0	1,85	-	360,0	186,7
B3-Top2	240,0	4	19,1	31,1	31,5	21,0	37,0	3,7	-	360,0	304,6
B4-Top1	240,0	3	19,1	33,4	31,5	21,0	65,0	1,64	-	360,0	243,5
B4-Top2	240,0	3	19,1	33,4	31,5	21,0	65,0	2,47	-	360,0	277,4
B5-Top1	240,0	3	25,4	33,4	31,5	30,5	59,0	1,24	-	355,0	150,2
B5-Top2	240,0	3	25,4	33,4	31,5	30,5	59,0	1,86	-	355,0	184,8

11 Mathey u. Watstein [Mathey u. Watstein 1961]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
4-10.5-2	266,7	1	12,7	28,0	95,2	44,4	-	22,44	-	790,8	794,7
4-10.5-3	266,7	1	12,7	25,3	95,2	44,4	-	22,44	-	790,8	784,0
8-34-1	863,6	1	25,4	25,8	88,9	38,1	-	10,39	-	668,8	645,6
8-34-2	863,6	1	25,4	26,0	88,9	38,1	-	10,39	-	668,8	628,1
4-7-1	177,8	1	12,7	29,4	95,2	44,4	-	22,44	-	790,8	635,8
4-7-2	177,8	1	12,7	29,0	95,2	44,4	-	22,44	-	790,8	611,6
4-14-2	355,6	1	12,7	25,6	95,2	44,4	-	22,44	-	790,8	694,2
8-7-1	177,8	1	25,4	27,6	88,9	38,1	-	11,22	-	668,8	197,4
8-14-1	355,6	1	25,4	24,7	88,9	38,1	-	11,22	-	668,8	231,1
8-14-2	355,6	1	25,4	28,0	88,9	38,1	-	11,22	-	668,8	293,9
8-21-1	533,4	1	25,4	29,2	88,9	38,1	-	9,35	-	668,8	428,6
8-21-2	533,4	1	25,4	24,1	88,9	38,1	-	9,35	-	668,8	369,7
8-28-1	711,2	1	25,4	30,9	88,9	38,1	-	9,82	-	668,8	536,3
8-28-2	711,2	1	25,4	25,5	88,9	38,1	-	9,82	-	668,8	500,5

12 Mazumder [Mazumder 2014]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
DL-1	160,0	2	16,0	38,5	60,0	25,0	240,0	-	-	546,0	308,0
DL-2	240,0	2	16,0	38,5	60,0	25,0	240,0	-	-	546,0	403,0
DL-3	320,0	2	16,0	38,5	60,0	25,0	240,0	-	-	546,0	478,0

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
DL-5	240,0	2	16,0	38,5	60,0	25,0	240,0	-	-	546,0	425,0
DL-6	120,0	2	12,0	38,5	60,0	25,0	240,0	-	-	561,0	477,0
DL-7	180,0	2	12,0	38,5	60,0	25,0	240,0	-	-	561,0	565,0
DL-8	240,0	2	12,0	38,5	60,0	25,0	240,0	-	-	561,0	537,0
DL-10	160,0	2	16,0	36,9	60,0	40,0	240,0	-	-	546,0	292,0
DL-11	240,0	2	16,0	36,9	60,0	40,0	240,0	-	-	546,0	387,0
DL-12	320,0	2	16,0	36,9	60,0	40,0	240,0	-	-	546,0	482,0
DL-15	120,0	2	12,0	36,9	60,0	40,0	240,0	-	-	561,0	422,0
DL-16	180,0	2	12,0	36,9	60,0	40,0	240,0	-	-	561,0	510,0
DL-18	180,0	2	12,0	36,9	60,0	15,0	240,0	-	-	561,0	390,0

13 Schoening [Schoening 2018]

Test-ID	l_b [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{sy} [$\frac{N}{mm^2}$]	σ_s [$\frac{N}{mm^2}$]
V1-1	200,0	3	40,0	39,1	60,0	60,0	80,0	-	13,3	572,0	255,0
V1-2	200,0	3	40,0	39,1	60,0	60,0	80,0	-	13,0	572,0	250,0
V3-1	200,0	3	40,0	35,2	60,0	60,0	40,0	-	10,6	572,0	169,0
V3-2	200,0	3	40,0	35,2	60,0	60,0	40,0	0,84	15,4	572,0	230,0
V4-2	440,0	3	40,0	32,9	60,0	60,0	80,0	-	6,6	572,0	336,0
V6-2	200,0	3	40,0	36,5	60,0	60,0	80,0	2,57	14,1	572,0	266,0

C.3 Datensatz Verbundbedingungen

Übergreifungsstöße

1 Azizinamini, Stark, Roller, u. Ghosh [Azizinamini et al. 1993]

Test-ID (gV / mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
BB-11-5-36 / BT-11-5-36	914,4	3	100	35,8	42,5	34,9	34,9	171,4	-	261	0,91
BB-11-11-45 / BT-11-11-45	1143,0	3	100	35,8	75,2	34,9	34,9	171,4	-	261	1,08

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID (gV / mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
BB-11-13-40 / BT-11-13-40	1016,0	3	100	35,8	93,8	34,9	34,9	171,4	-	261	1,01
BB-11-15-36 / BT-11-15-36	914,4	3	100	35,8	100,3	34,9	34,9	171,4	-	261	1,05

2 Azizinamini, Pavel, Hatfield, u. Ghosh [Azizinamini et al. 1999]

Test-ID (gV / mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
34 / 35	1143,0	3	100	35,8	75,2	34,9	34,9	86,2	-	302	1,08
37 / 38	1016,0	3	100	35,8	93,8	34,9	34,9	86,2	-	302	1,01
40 / 41	914,4	3	100	35,8	100,3	34,9	34,9	86,2	-	302	1,05
43 / 44	914,4	3	100	35,8	42,5	34,9	34,9	86,2	-	302	0,91

3 DeVries, Moehle, u. Hester [DeVries et al. 1991]

Test-ID (gV / mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
8G-9B-P6 / 8G-9T-P6	228,6	2	100	19,0	61,0	47,6	28,6	108,0	4,91	368	0,92
8G-18B-P9 / 8G-18T-P9	457,2	2	100	28,7	59,4	42,9	31,8	79,1	1,63	363	0,92
8G-22B-P9 / 8G-22T-P9	558,8	2	100	28,7	51,4	38,1	28,6	88,6	1,78	363	1,00
8N-9B-P6 / 8N-9T-P6	228,6	2	100	19,0	57,2	41,3	31,8	123,9	4,91	368	0,88
8N-18B-P9 / 8N-18T-P9	457,2	2	100	28,7	52,8	34,9	38,1	98,1	1,63	363	0,80
10G-12B-P9 / 10G-12T-P9	304,8	2	100	28,7	66,7	41,3	31,8	82,2	2,45	363	0,87
10N-12B-P9 / 10N-12T-P9	304,8	2	100	28,7	67,4	49,2	30,2	66,4	2,45	363	0,82
15G-12B-P9 / 15G-12T-P9	304,8	2	100	28,7	111,0	34,9	30,2	98,1	2,45	363	0,92

Fortsetzung auf der nächsten Seite

Test-ID (gV / mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
15N-12B-P9 / 15N-12T-P9	304,8	2	100	28,7	92,7	38,1	31,8	91,8	2,45	363	0,88

4 Hamad u. Itani [Hamad u. Itani 1998]

Test-ID (gV / mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
PC-00-B-SP2 / PC-00-T-SP2	305,0	2	100	25,0	63,7	38,0	38,0	80,0	-	254	1,00
PC-00-B-SP4 / PC-00-T-SP4	305,0	2	100	25,0	54,7	38,0	38,0	80,0	-	254	1,17

5 Zekany, Neumann, Jirsa, u. Breen [Zekany et al. 1981]

Test-ID (gV / mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
2 / 1	558,8	4	100	35,8	25,5	50,8	50,8	101,6	0,71	338	0,89
4 / 3	558,8	4	100	35,8	26,0	50,8	50,8	101,6	0,71	338	0,95
5 / 6	558,8	4	100	35,8	28,6	50,8	50,8	101,6	0,35	338	0,92
8 / 7	558,8	4	100	35,8	26,4	50,8	50,8	93,9	-	338	1,00
9 / 10	558,8	4	100	35,8	29,0	50,8	50,8	101,6	0,35	338	0,93
12 / 11	558,8	4	100	35,8	26,5	50,8	50,8	101,6	0,56	338	0,94
14 / 13	558,8	4	100	35,8	27,8	50,8	50,8	101,6	0,35	338	0,96
15 / 16	558,8	4	100	35,8	28,4	50,8	50,8	101,6	0,35	338	0,92
18 / 17	558,8	4	100	35,8	37,4	50,8	50,8	101,6	0,35	338	0,82
19 / 20	558,8	4	100	35,8	34,8	50,8	50,8	101,6	0,35	338	0,85
22 / 21	406,4	5	100	28,7	39,0	50,8	50,8	72,3	-	341	0,91
23 / 24	406,4	5	100	28,7	39,3	50,8	50,8	76,2	0,39	341	0,70

6 Zuo u. Darwin [Zuo u. Darwin 1998]

Test-ID (gV / mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	ρ_0 [%]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
24.1-B-S-U / 24.3-T-S-U	812,8	2	100	25,4	29,6	50,8	48,3	95,2	-	345	0,97
25.1-B-S-U / 25.3-T-S-U	419,1	3	100	15,9	31,0	50,4	39,5	52,0	-	350	1,01
26.1-B-S-U / 26.2-T-S-U	762,0	3	100	25,4	13,5	39,7	48,0	33,3	1,47	358	0,86
26.3-B-S-U / 26.4-T-S-U	1016,0	3	100	25,4	34,2	39,3	48,0	33,1	-	358	0,97
26.5-B-S-U / 26.6-T-S-U	1016,0	3	100	25,4	34,2	38,1	48,0	34,7	-	358	0,97
35.1-B-S-U / 35.2-T-S-U	508,0	2	100	25,4	36,7	36,9	49,2	120,6	2,76	358	0,82
35.3-B-S-U / 35.4-T-S-U	508,0	2	100	25,4	36,7	38,1	48,8	115,1	2,76	358	0,90

Verankerungen**1 Kaku, Yamada, Iizuka, u. Zhang [Kaku et al. 1992]**

Test-ID (gV/mV)	l_0 [mm]	n_b [-]	\varnothing_s [mm]	f_{cm} [$\frac{N}{mm^2}$]	c_x [mm]	c_y [mm]	c_s [mm]	ρ_t [%]	p [$\frac{N}{mm^2}$]	h_{Boden} [mm]	TCR [-]
2-B / 2	500,0	4	25,0	36,6	30,0	30,0	47,0	-	-	357	0,81
3-B / 3	500,0	4	25,0	56,0	30,0	30,0	47,0	-	-	357	0,84
4-B / 4	500,0	4	25,0	83,3	30,0	30,0	47,0	-	-	357	0,93
5-B / 5	500,0	4	25,0	93,8	30,0	30,0	47,0	-	-	357	1,00
8-B / 8	500,0	4	25,0	37,4	30,0	30,0	47,0	1,96	-	357	0,84
9-B / 9	500,0	4	25,0	48,1	30,0	30,0	47,0	1,96	-	357	0,96
11-B / 11	500,0	4	25,0	97,1	30,0	30,0	47,0	1,96	-	357	0,87
12-B / 12	1000,0	4	25,0	96,6	30,0	30,0	47,0	1,96	-	357	0,91
14-B / 14	500,0	4	25,0	94,7	30,0	30,0	47,0	1,96	-	357	0,98
19-B / 19	500,0	6	25,0	93,9	21,5	21,5	42,8	-	-	558	0,96
21-B / 21	500,0	6	25,0	98,9	21,5	21,5	42,8	1,98	-	558	0,83
24-B / 24	700,0	4	35,0	98,3	42,5	42,5	63,3	-	-	540	1,28

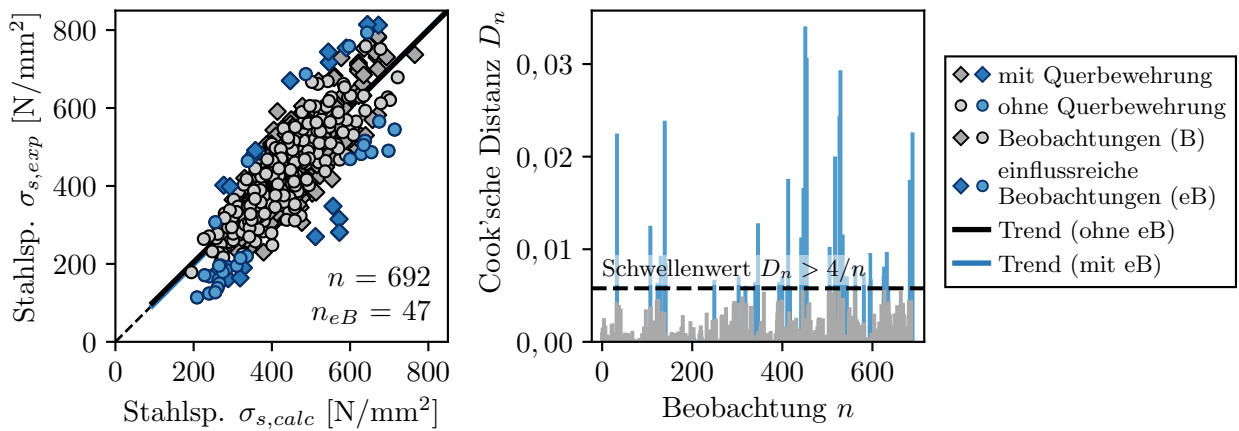
Anhang D

Ergebnisgrafiken der Datenbankanalyse für Übergreifungsstöße und Verankerungen im GZT

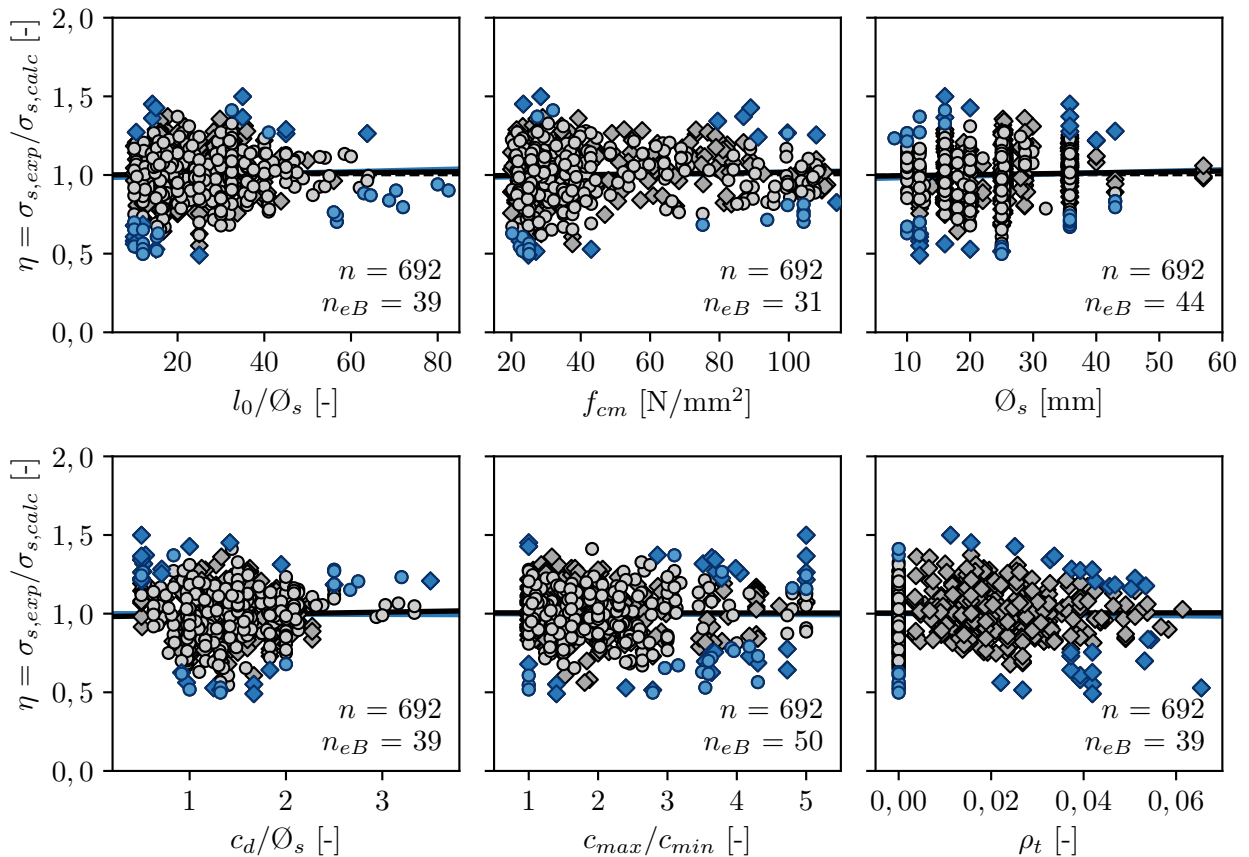
Zur Evaluierung der Einflussparameter Betondruckfestigkeit f_{cm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , bezogene Übergreifungslänge l_0/\varnothing_s bzw. bezogene Verankerungslänge l_b/\varnothing_s , Nennwert der bezogenen Betondeckung c_d/\varnothing_s , Querbewehrungsgrad ρ_t und Querdruck p wurde in Abschnitt 5.3 eine nichtlineare Regressionsanalyse mit dem Datensatz für Übergreifungsstöße und Verankerungen durchgeführt. Als Funktionsstamm wurde die Bemessungsgleichung aus fib Model Code 2010 verwendet, wobei die optimierten Schätzwerte χ_1 bis χ_7 (siehe Gl. 5.2) durch Minimierung der mittleren Residualstreuung bestimmt wurden. Nachfolgend sind die Ergebnisgrafiken der Regressionsanalyse für die Versuchsdatensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen sowie für die Subdatensätze mit und ohne Querbewehrung sowie mit und ohne Querdruck dargestellt.

Mit dem erweiterten Verbundmodell aus Abschnitt 6.2 wurden die experimentelle Datensätze mit Übergreifungsstößen und Verankerungen aus Kapitel 5 nachgerechnet. Der mittlere Rissabstand $\hat{s}_{r,m}$ wurde mit dem 1,7-fachen der Lasteinleitungslänge l_t und in weiteren Berechnungen variabel zwischen der einfachen und der doppelten Lasteinleitungslänge l_t ($l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$) angenommen. Gleichzeitig wurde eine Beschränkung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min} \geq 15\varnothing_s$ bzw. Mindestverankerungslänge $l_{b,min} \geq 10\varnothing_s$ betrachtet. Nachfolgend sind auch die Ergebnisgrafiken der Berechnungen mit dem erweiterten Verbundmodell für die Versuchsdatensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen sowie für die Subdatensätze mit und ohne Querbewehrung sowie mit und ohne Querdruck dargestellt.

D.1 Übergreifungsstöße - optimierte Bemessungsgleichung

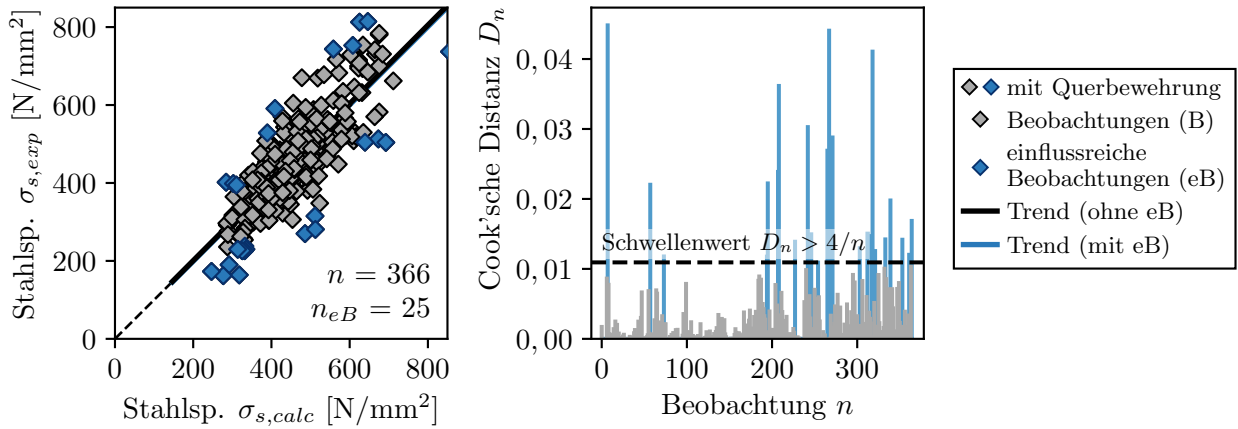


(a) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

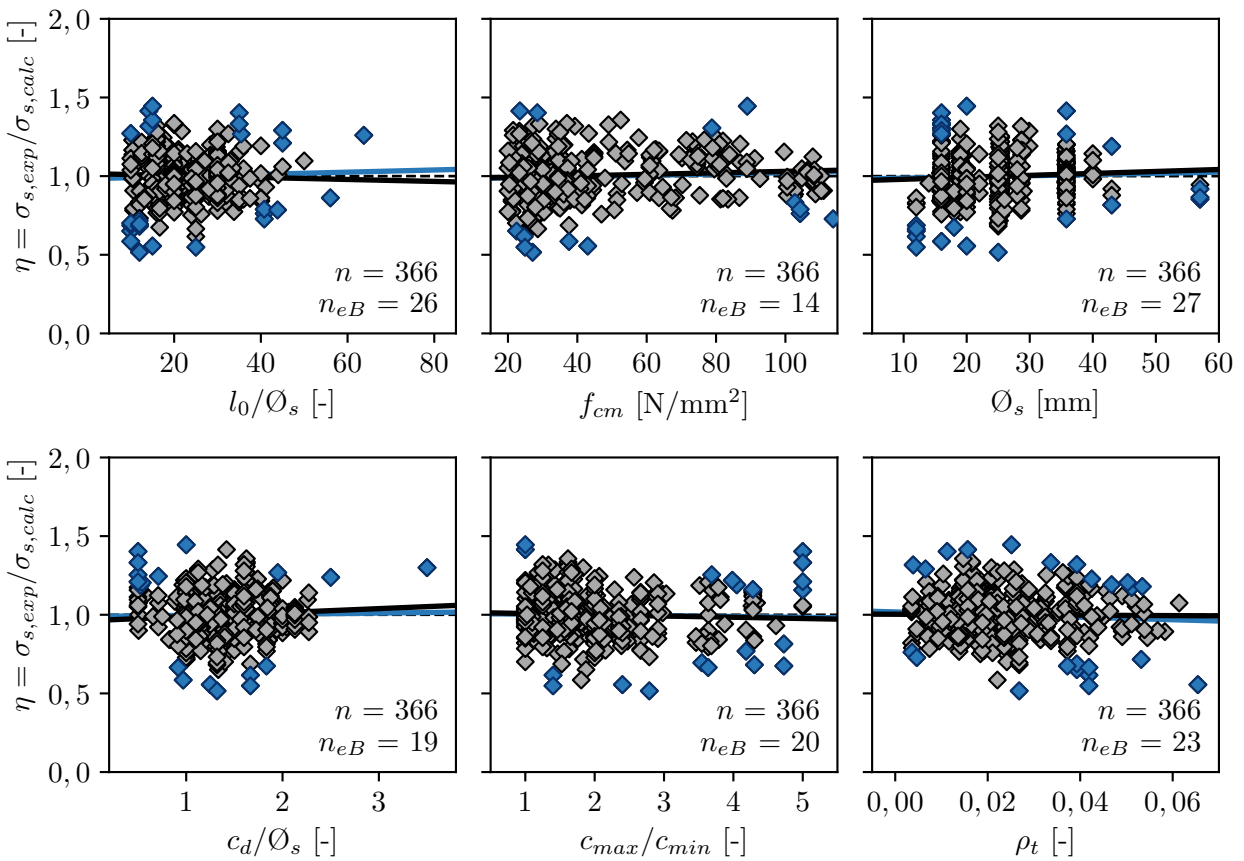


(b) Einflussparameter und Trends des optimierten Modells

Abbildung D.1: Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Übergreifungsstöße

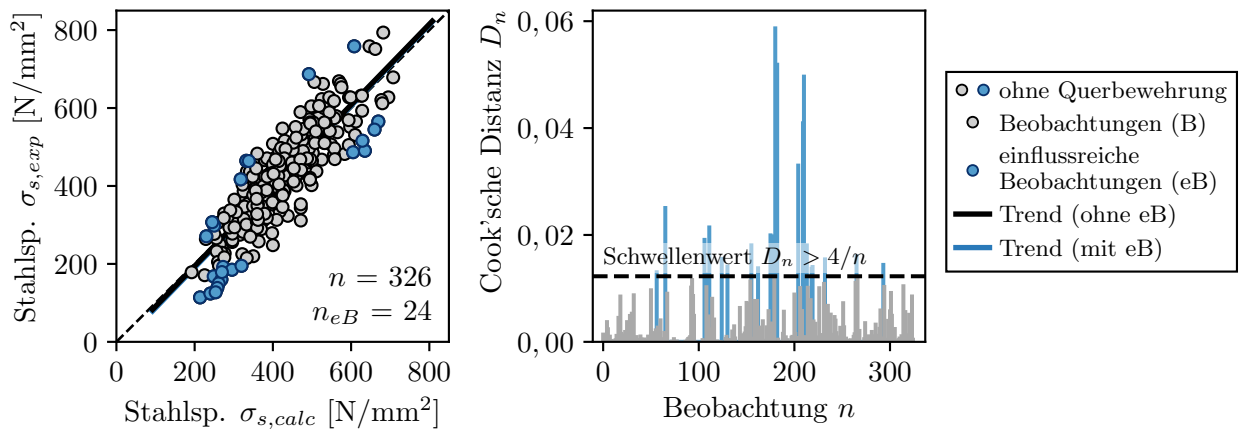


(a) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

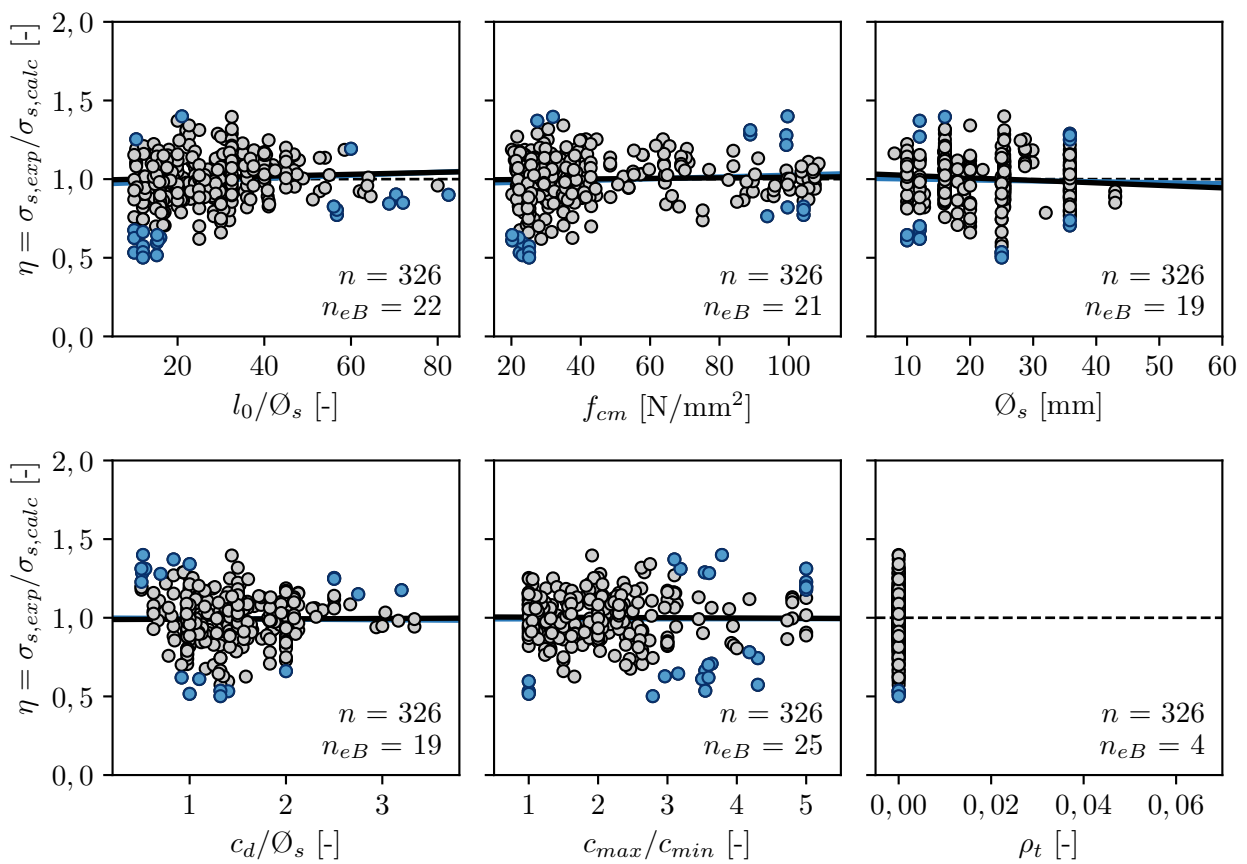


(b) Einflussparameter und Trends des optimierten Modells

Abbildung D.2: Nichtlineare Regressionsanalyse am Subdatensatz für Übergreifungsstöße mit Querbewehrung



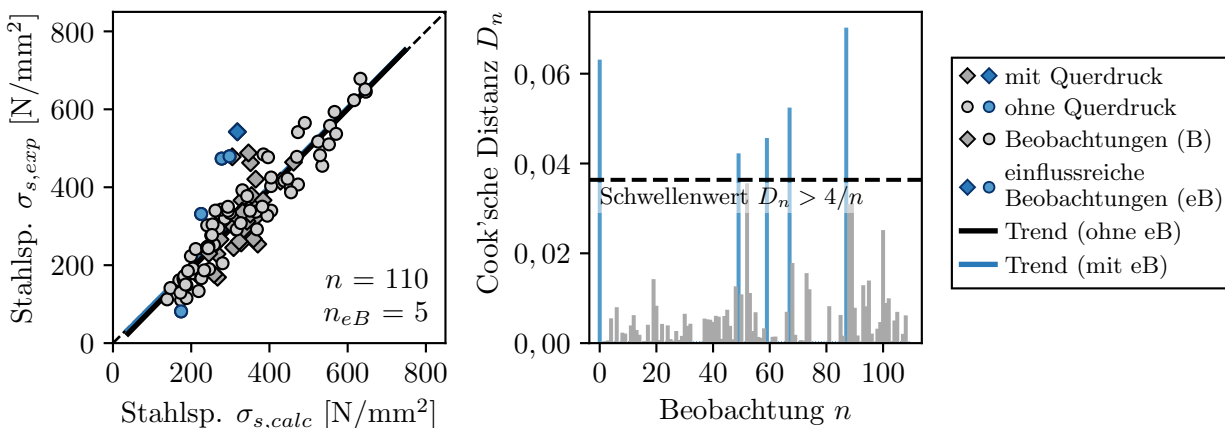
(a) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)



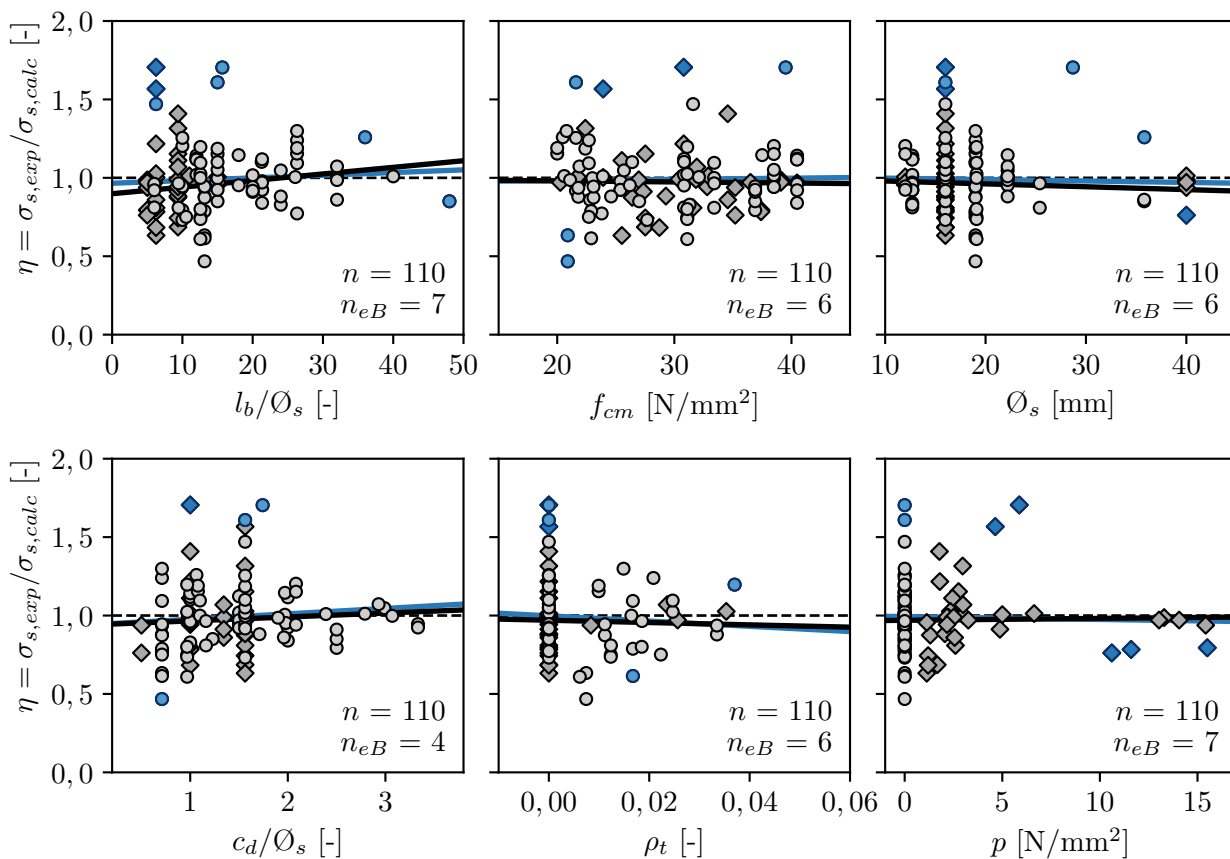
(b) Einflussparameter und Trends des optimierten Modells

Abbildung D.3: Nichtlineare Regressionsanalyse am Subdatensatz für Übergreifungsstöße ohne Querbewehrung

D.2 Verankerungen - optimierte Bemessungsgleichung

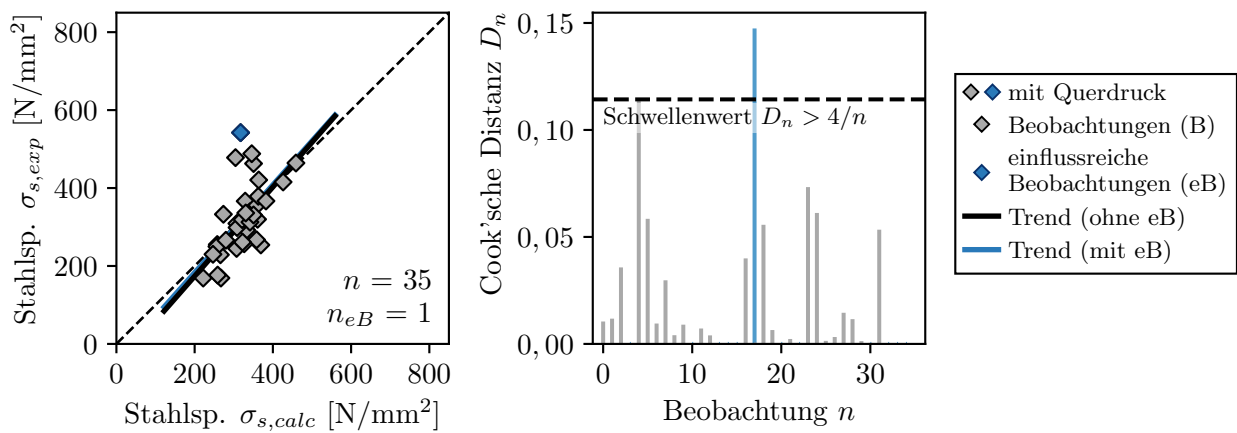


(a) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

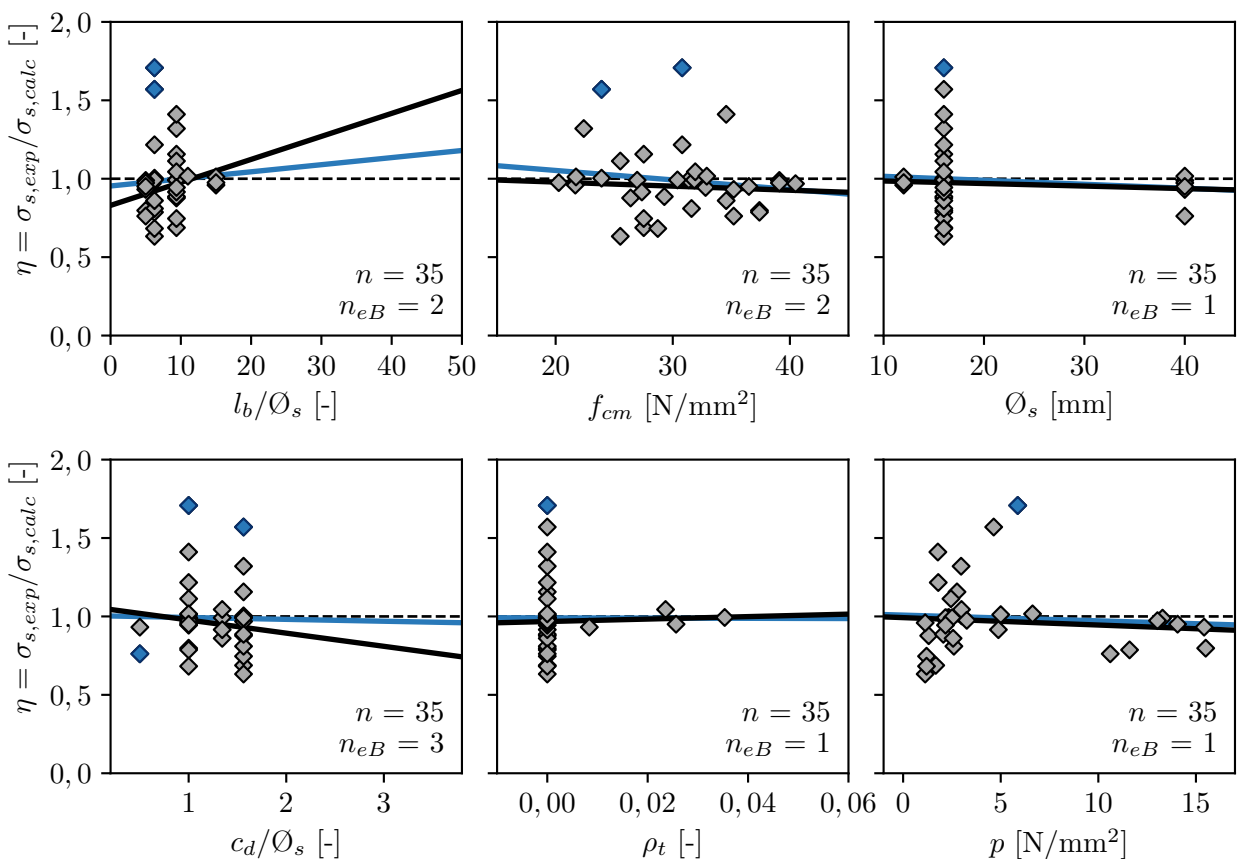


(b) Einflussparameter und Trends des optimierten Modells

Abbildung D.4: Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Verankerungen

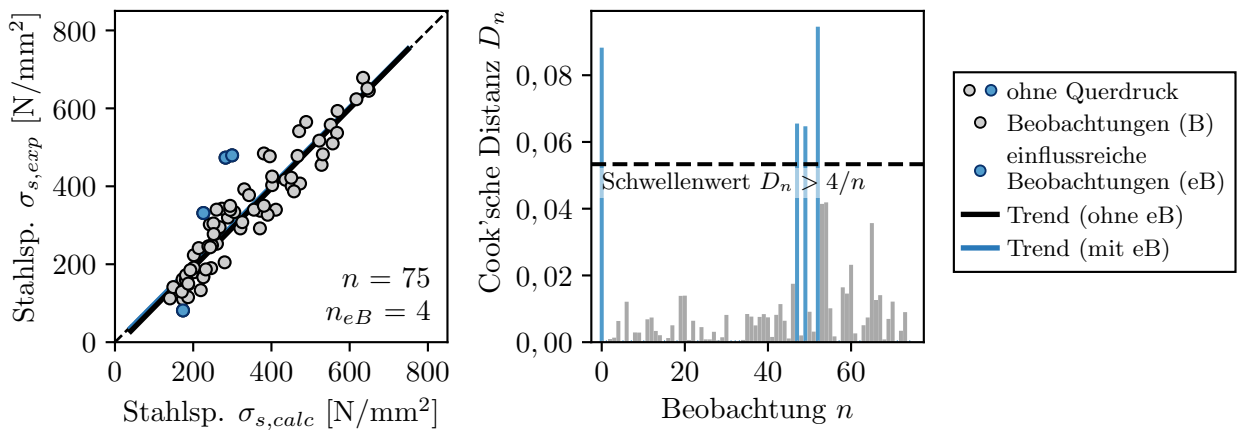


(a) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

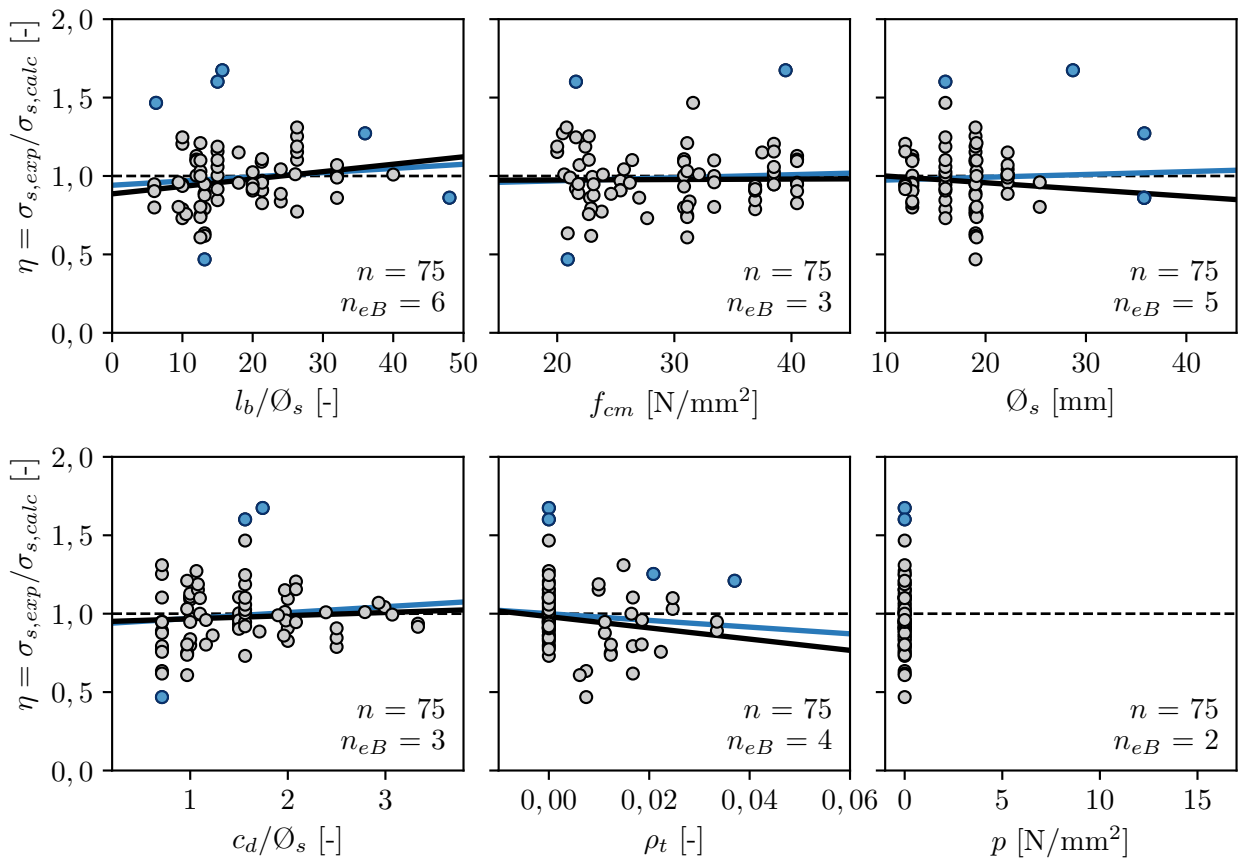


(b) Einflussparameter und Trends des optimierten Modells

Abbildung D.5: Nichtlineare Regressionsanalyse am Subdatensatz für Übergreifungsstöße mit Querdruck



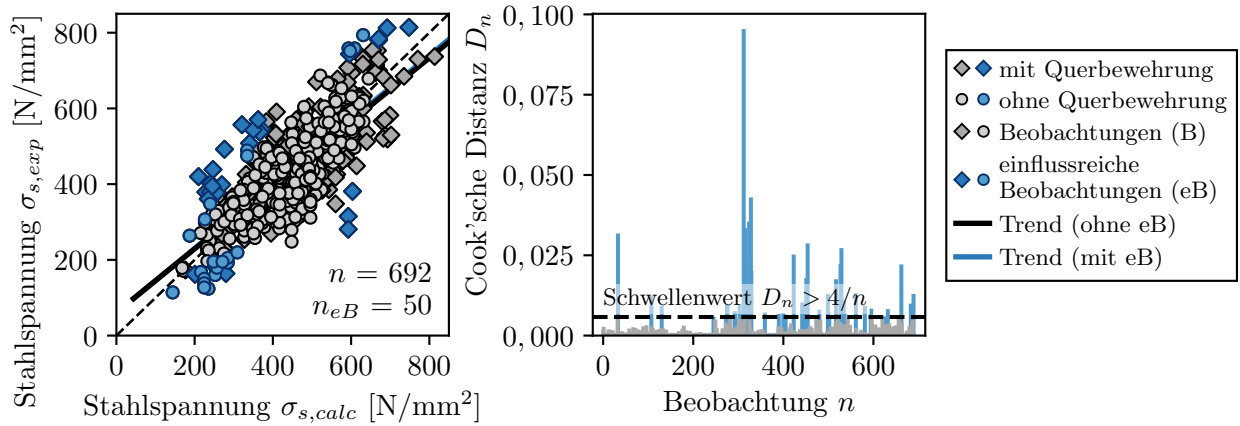
(a) Streudiagramm der mit dem optimierten Modell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)



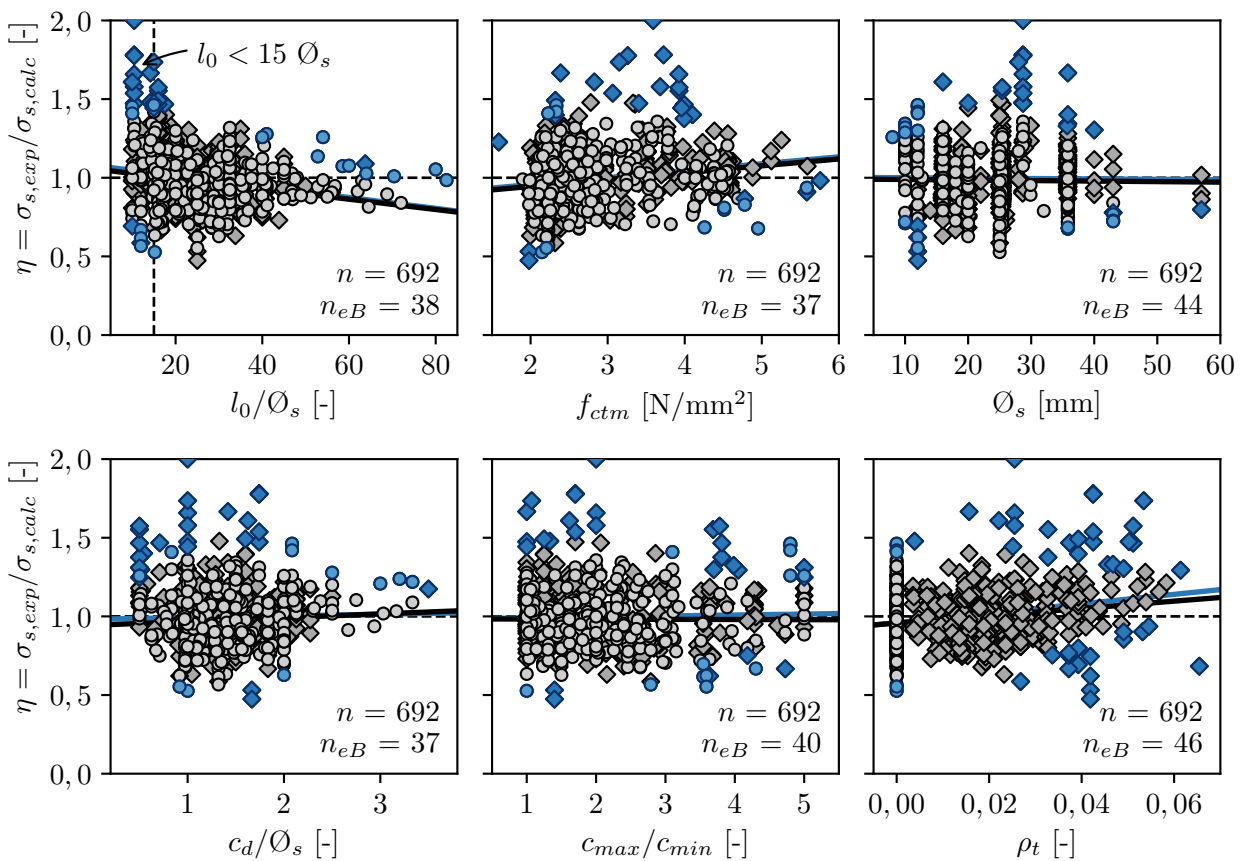
(b) Einflussparameter und Trends des optimierten Modells

Abbildung D.6: Nichtlineare Regressionsanalyse am Subdatensatz für Verankerungen ohne Querdruck

D.3 Übergreifungsstöße - erweitertes Verbundmodell

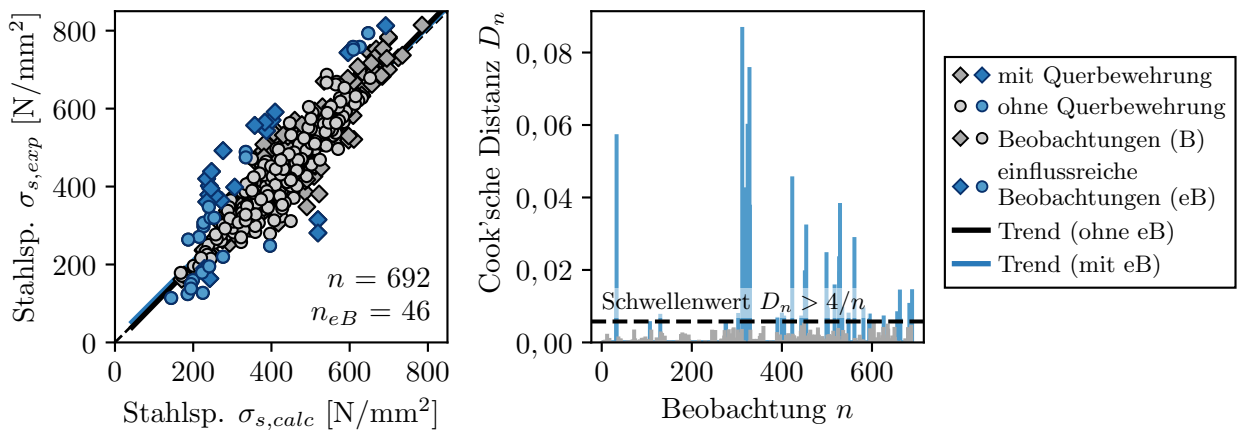


(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

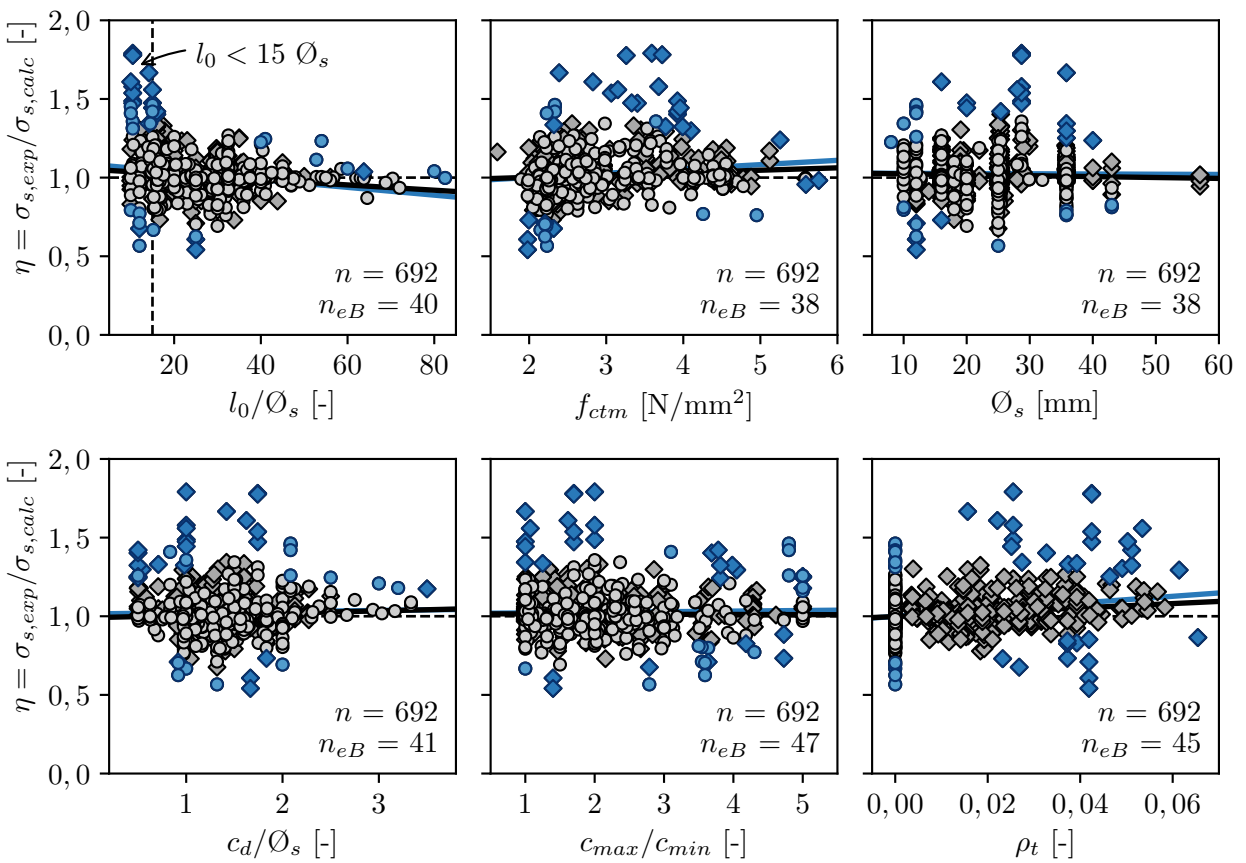


(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.7: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße (mit geschätztem mittleren Rissabstand $s_{r,m} = 1,7 \cdot l_t$)

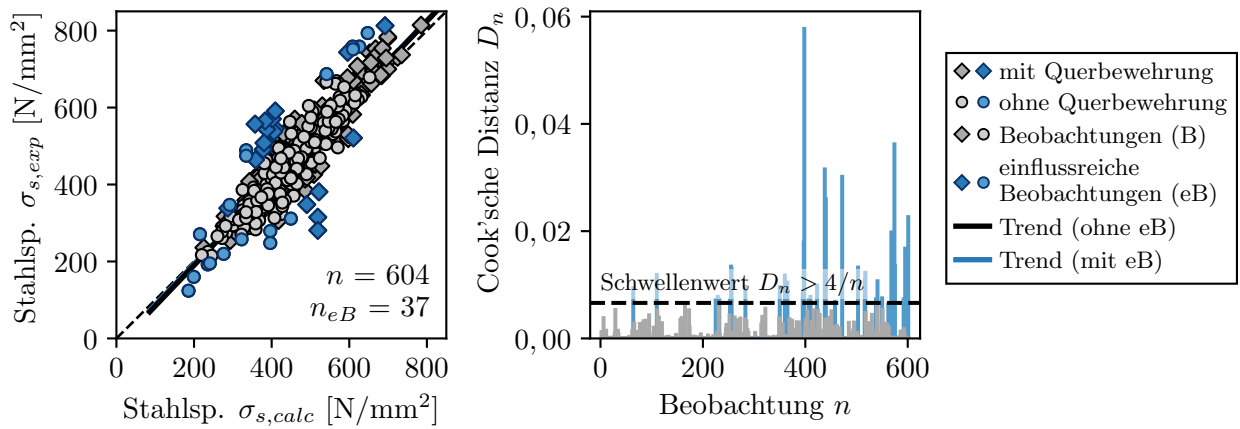


(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

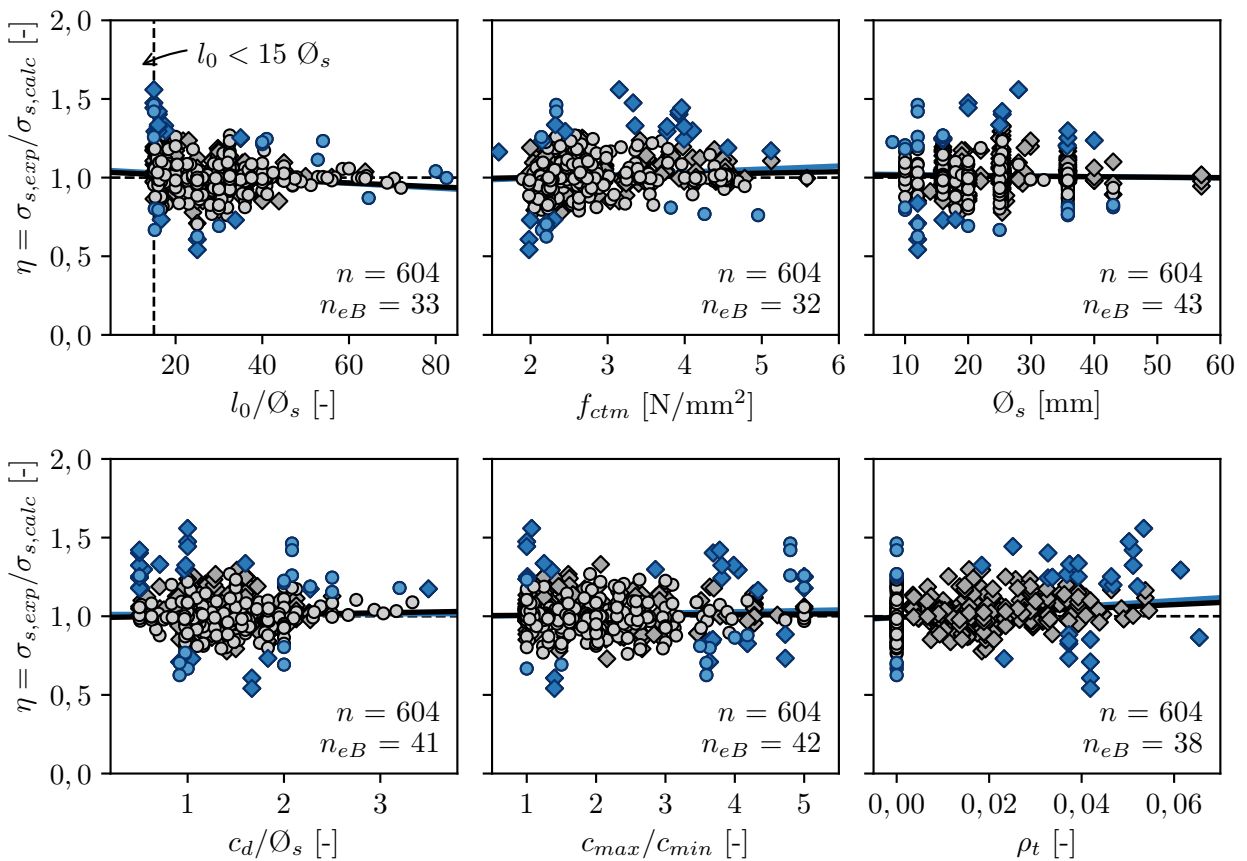


(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.8: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)

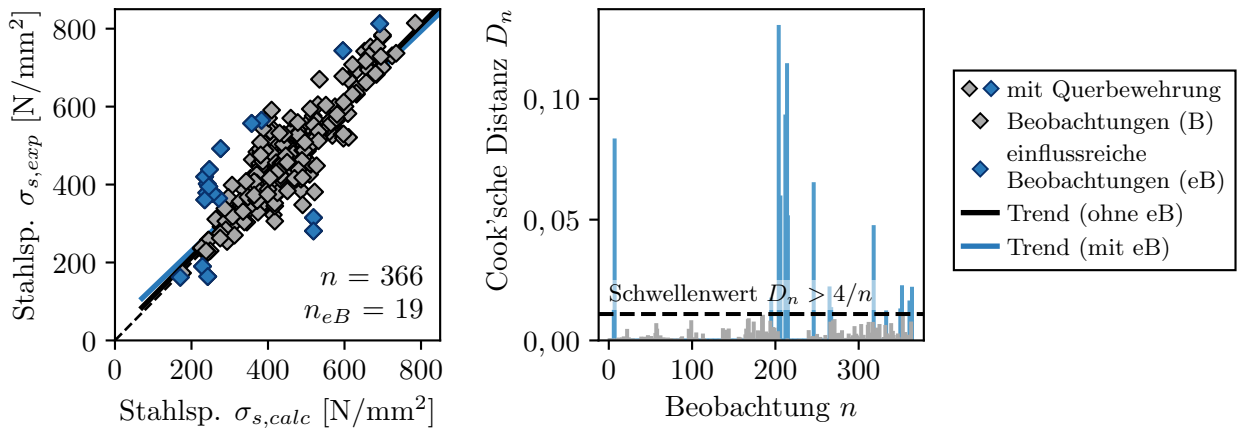


(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

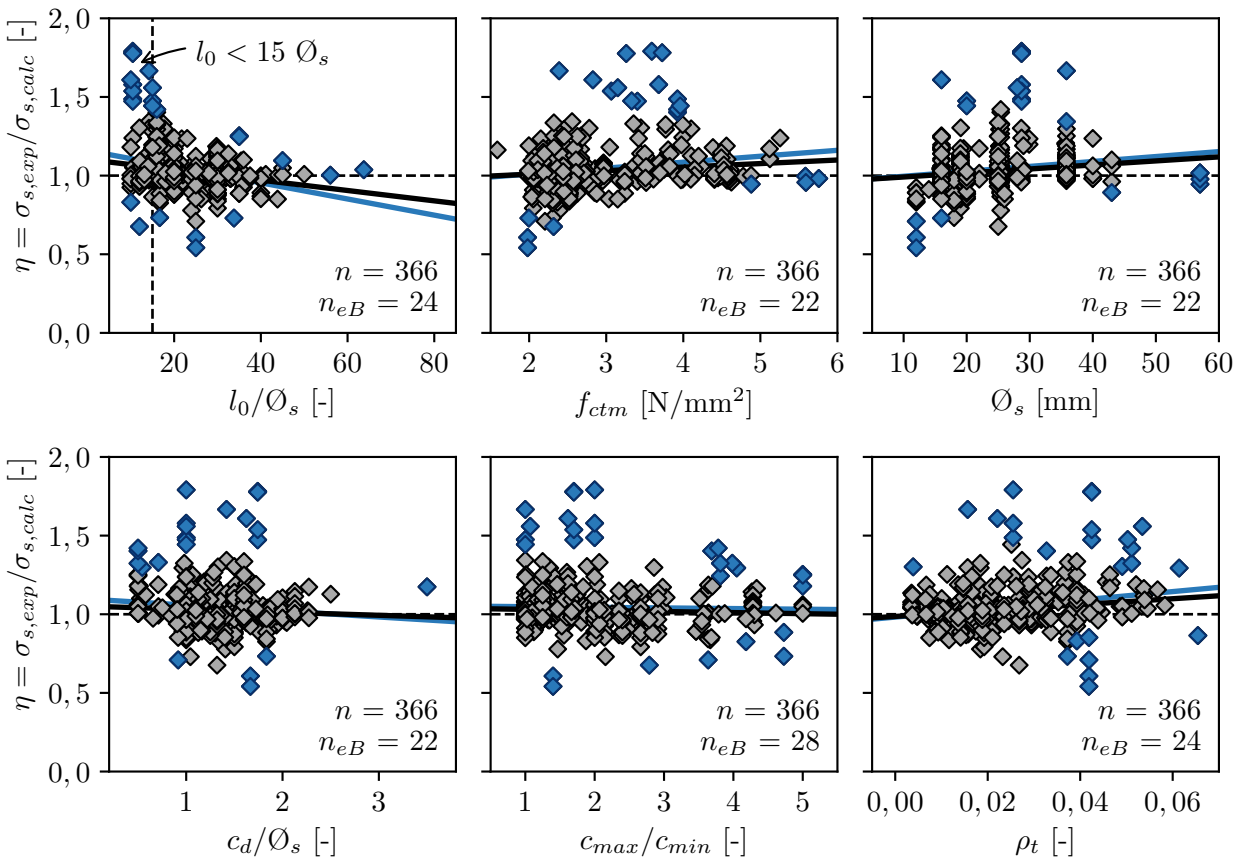


(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.9: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße, Übergreifungslänge $l_0 \geq 15\varnothing_s$ (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)

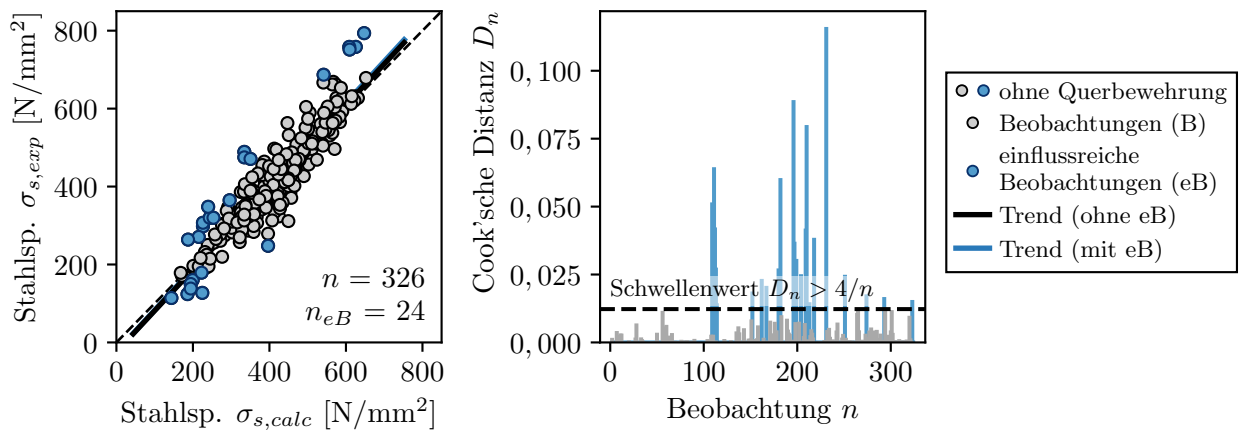


(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

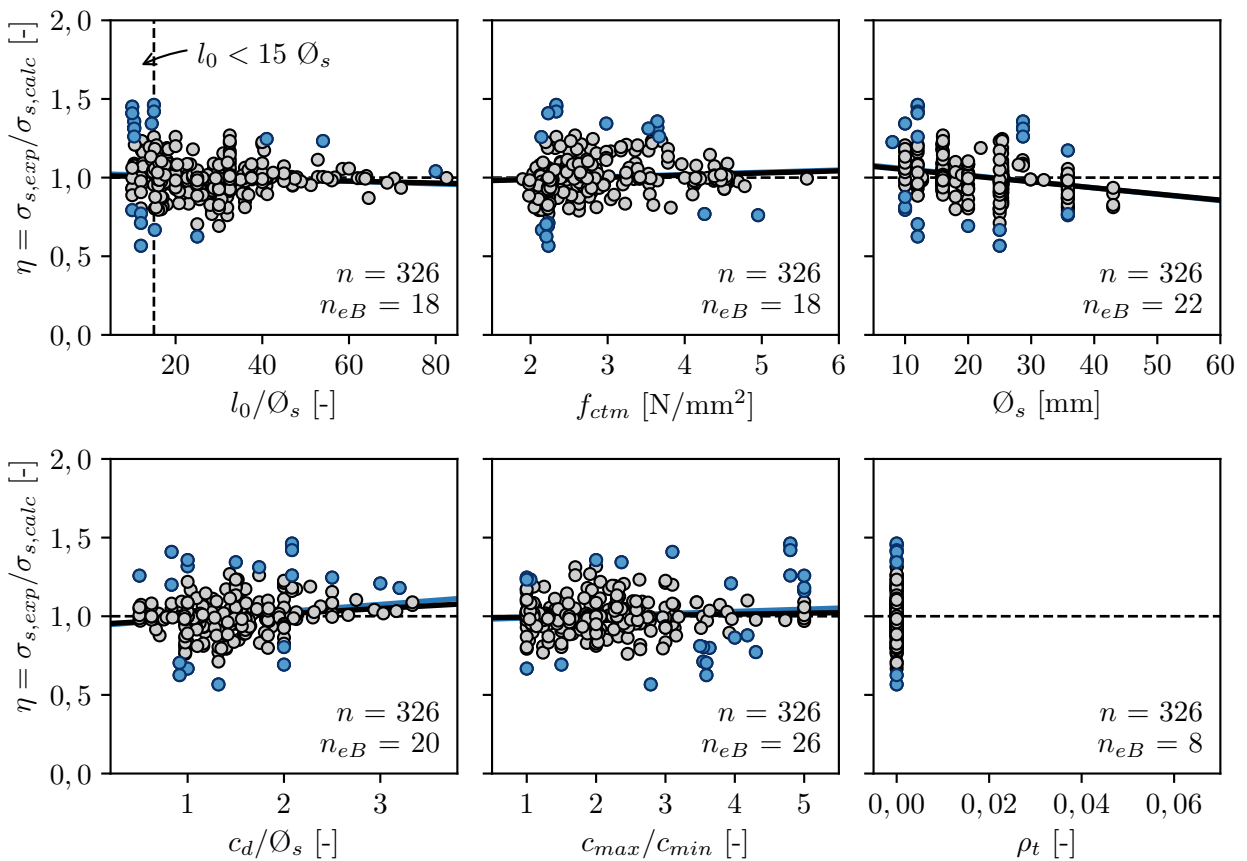


(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.10: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße mit Querbewehrung (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)



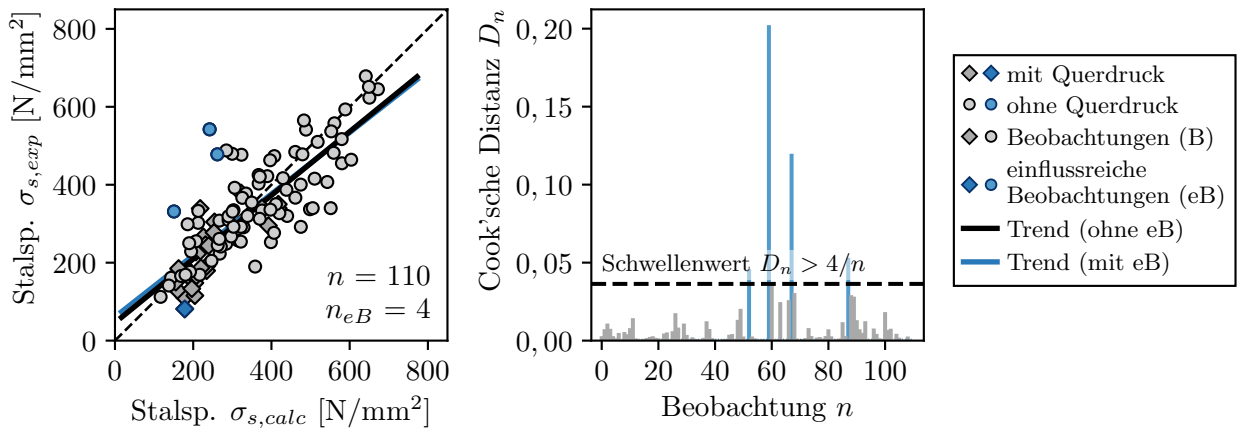
(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)



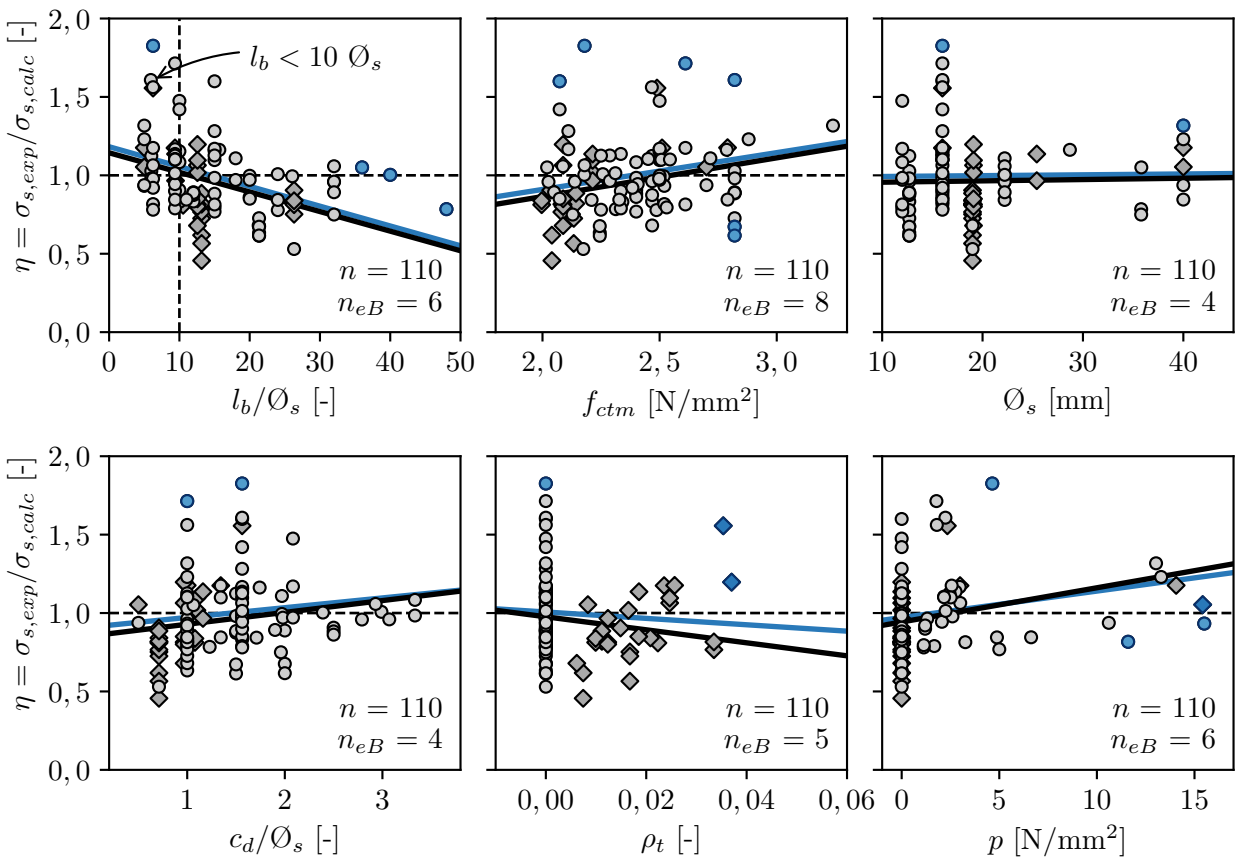
(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.11: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße ohne Querbewehrung (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)

D.4 Verankerungen - erweitertes Verbundmodell

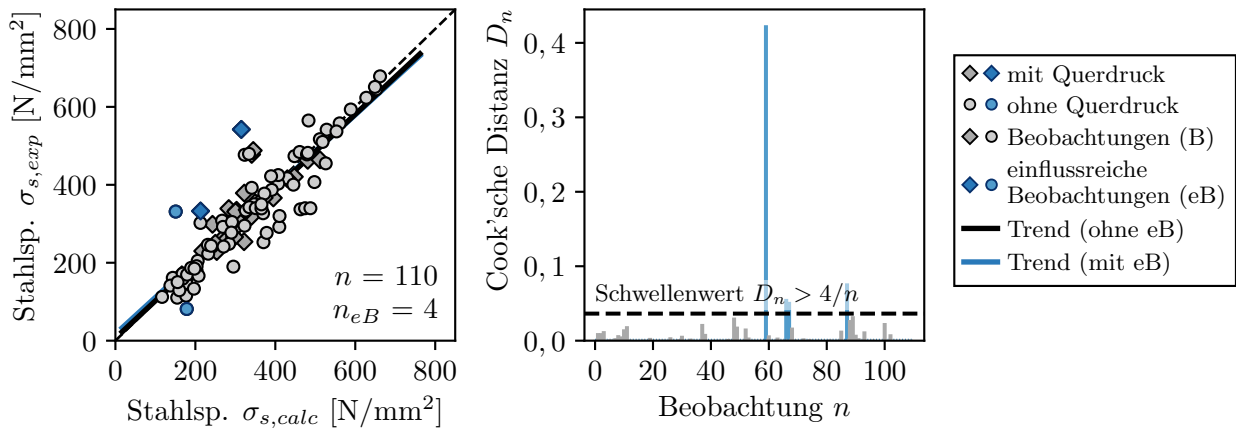


(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

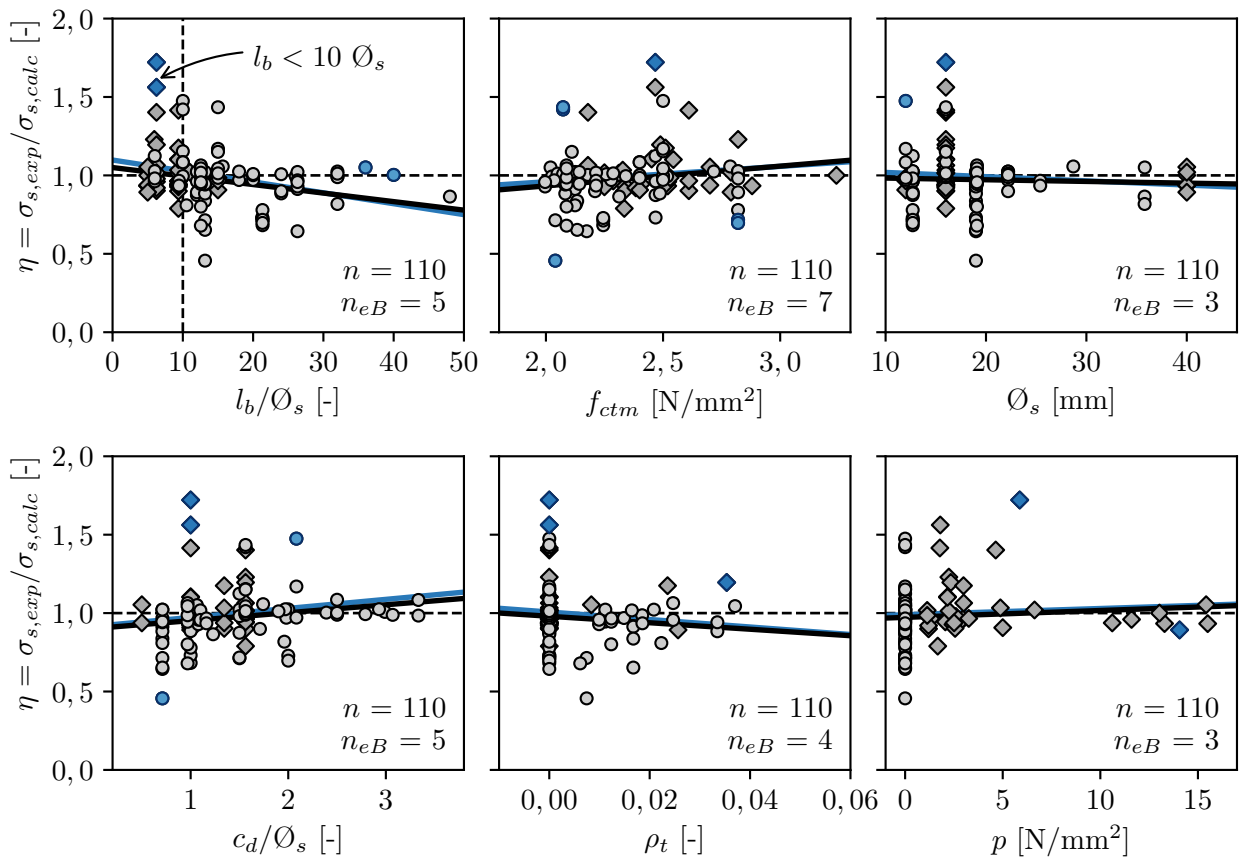


(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.12: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen (mit geschätztem mittleren Rissabstand $s_{r,m} = 1,7 \cdot l_t$)

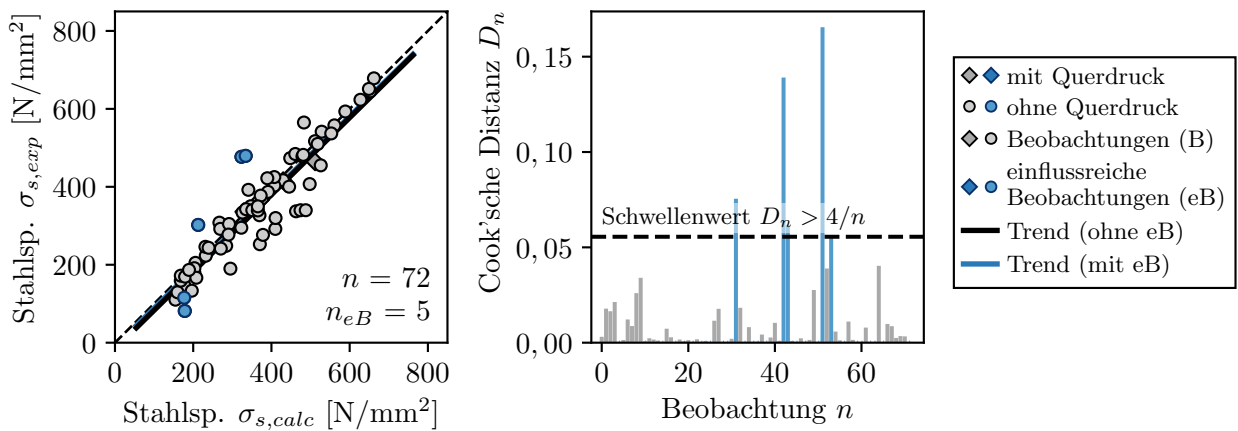


(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

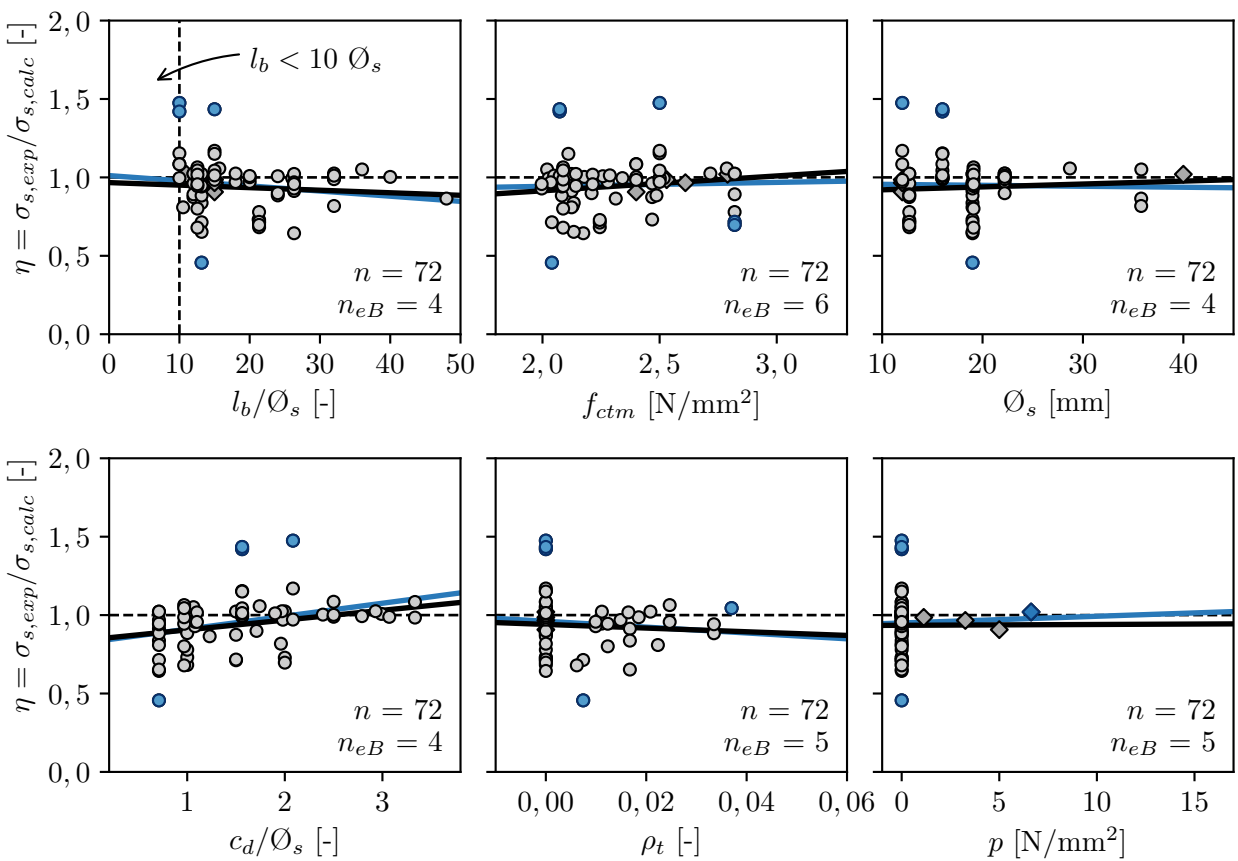


(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.13: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)

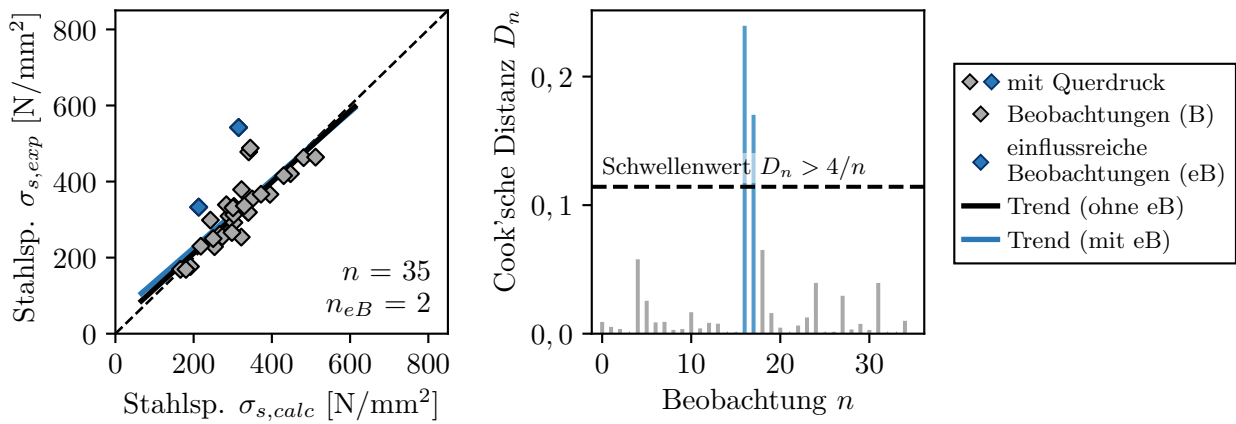


(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

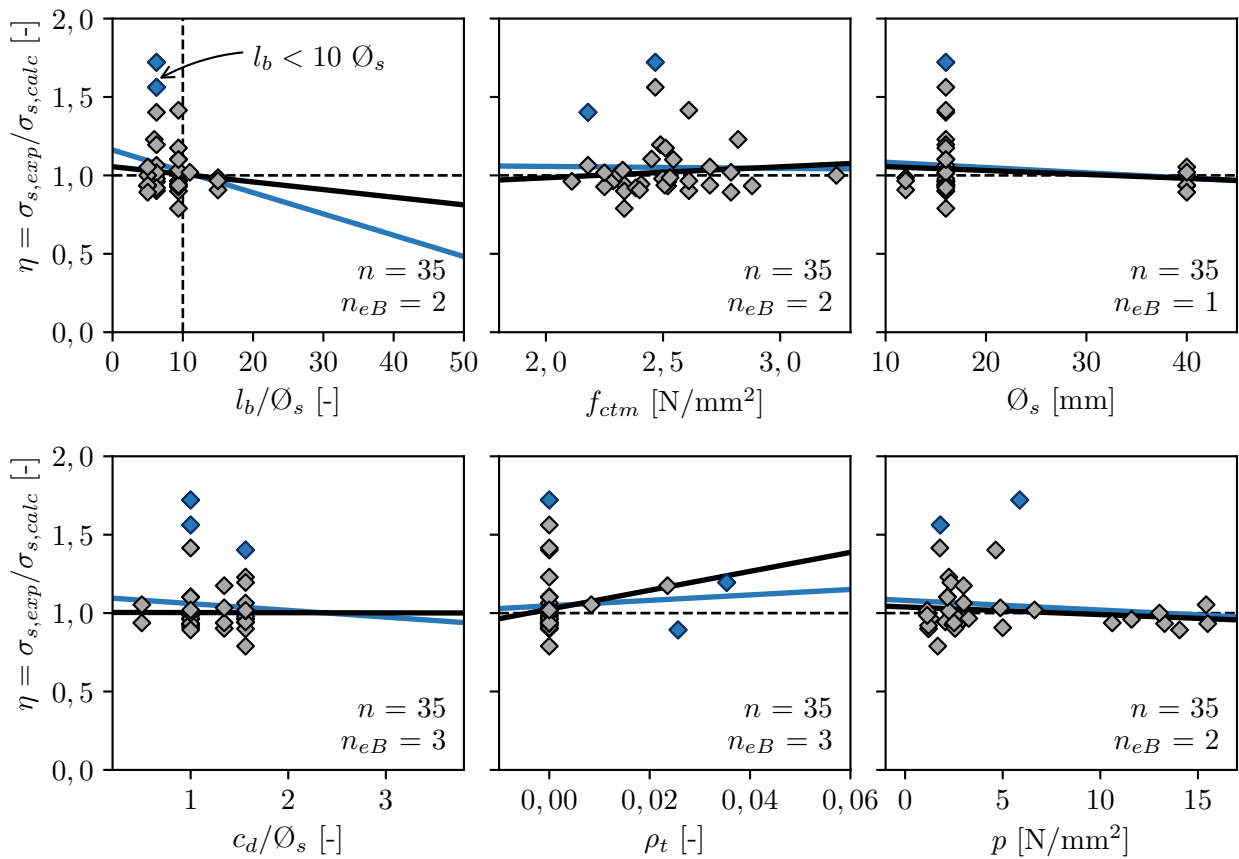


(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.14: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen, Verankerungslänge $l_b \geq 10\varnothing_s$ (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)

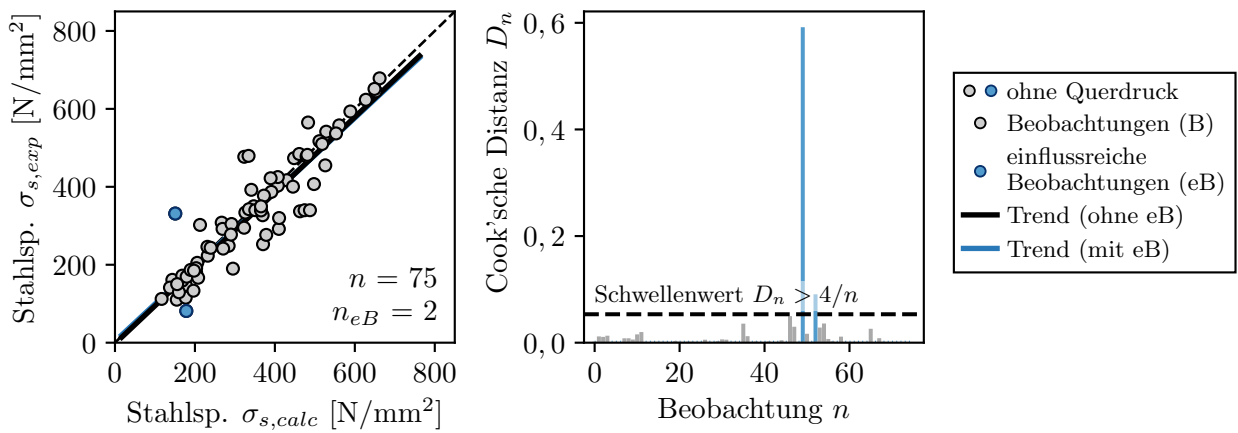


(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)

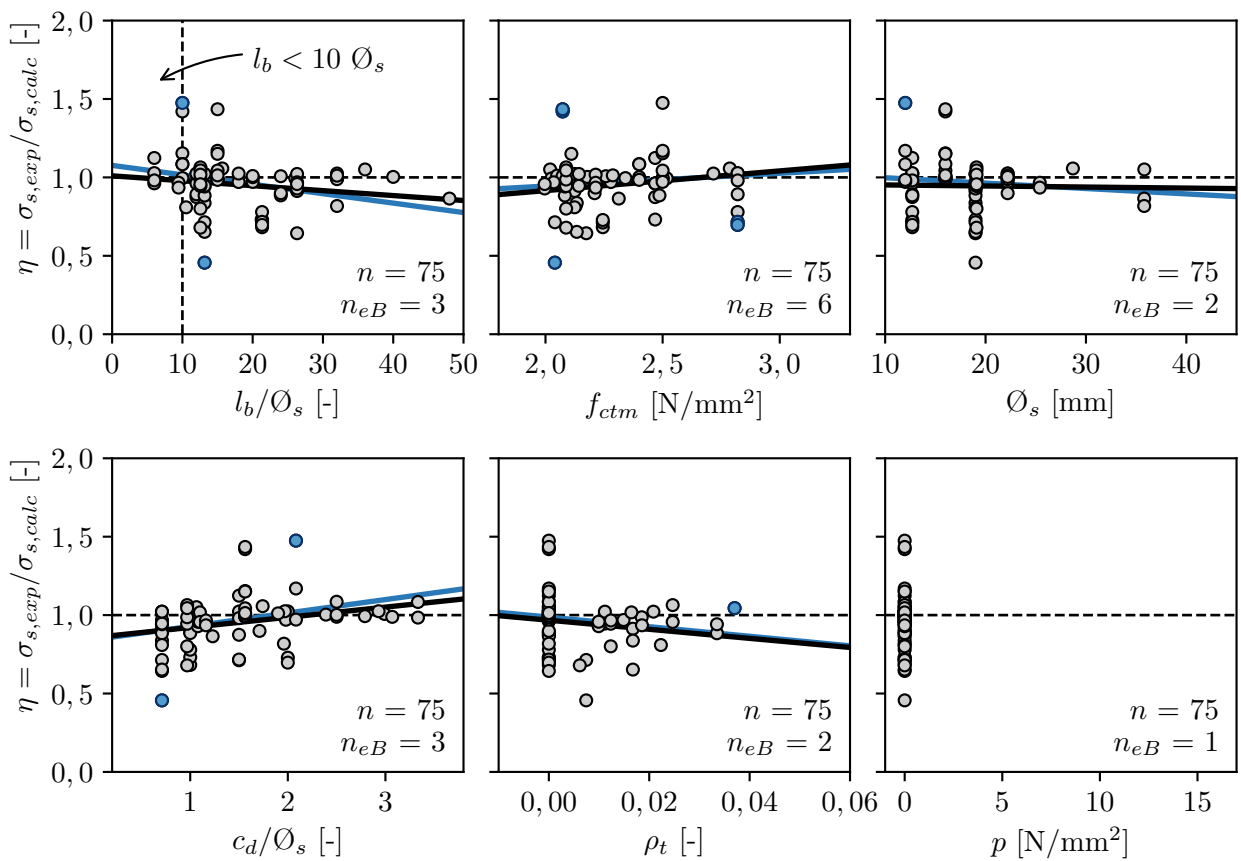


(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.15: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen mit Querdruck (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)



(a) Streudiagramm der mit dem erweiterten Verbundmodell berechneten Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell bestimmten Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ (links) und Cook'sche Distanz D_n der experimentellen Beobachtungen n (rechts)



(b) Einflussparameter und Trends des erweiterten Verbundmodells

Abbildung D.16: Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen ohne Querdruck (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)

Anhang E

Ergebnisgrafiken zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen und Verankerungen im GZG

Mit dem erweiterten Verbundmodell auf Basis einer Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung aus Abschnitt 6.2 wird in einer kombinatorischen Parameterstudie („N-wise Testing“) mit einer Grenzwertbetrachtung aufgezeigt, welche Verschiebungen der Stabenden bereits im GZG auftreten können und bei welchen Parameterkombinationen besonders kritische Verschiebungen zu erwarten sind. Bei der „N-wise Testing-Methode“ werden Kombinationen aller n-Tupel der Parameter Übergreifungslänge l_0/\varnothing_s bzw. Verankerungslänge l_b/\varnothing_s , Betonzugfestigkeit f_{ctm} , Stabdurchmesser \varnothing_s , Betondeckung c/\varnothing_s , Querbewehrungsgrad ρ_t und effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,ef}$ für den Lastfall GZT (Verbundversagen der Übergreifung oder Verankerung) als auch für den Lastfall GZG berechnet. Tritt bereits im Lastfall GZG ein großer Schlupf am unbelasteten Stabende auf, so ist davon auszugehen, dass die Grundannahmen für die Nachweise zur Begrenzung der Rissbreiten nicht mehr erfüllt sind. Die nachfolgenden Ergebnisgrafiken zeigen die Berechnungsergebnisse für ein GZT/GZG-Verhältnis von 1,45, 1,6, 1,75 und 2,0 für Übergreifungsstöße und Verankerungen. Die Berechnungen wurden jeweils mit einer Anzahl von $n > 94\,000$ Berechnungskombinationen durchgeführt. Es werden nur Berechnungsergebnisse berücksichtigt, bei denen die Stahlspannung σ_s im GZT den Wert von 650 N/mm^2 nicht überschreitet.

E.1 Übergreifungsstöße

Verhältnis GZT zu GZG von 1,45

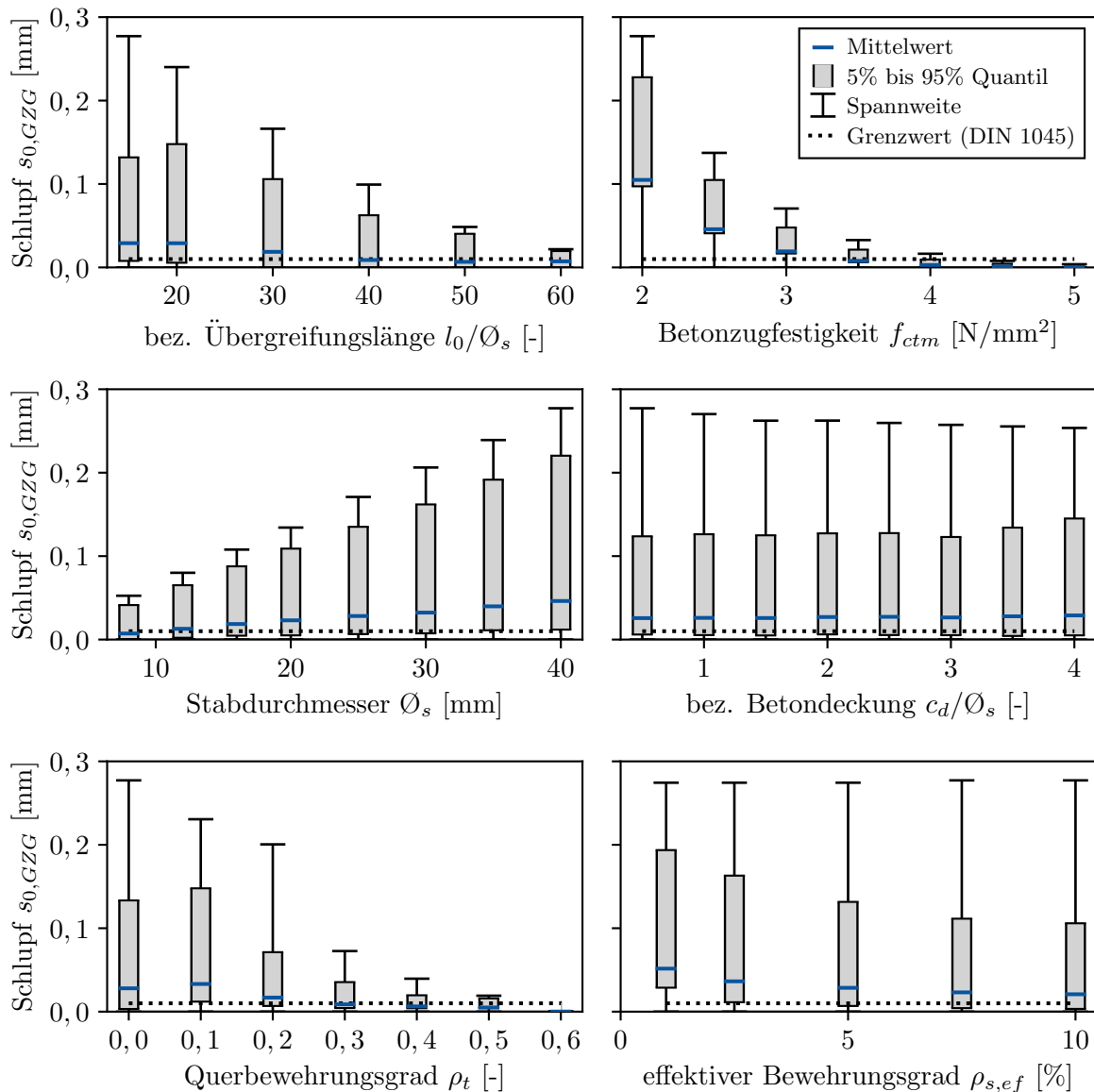


Abbildung E.1: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen (Verhältnis GZT/GZG = 1,45)

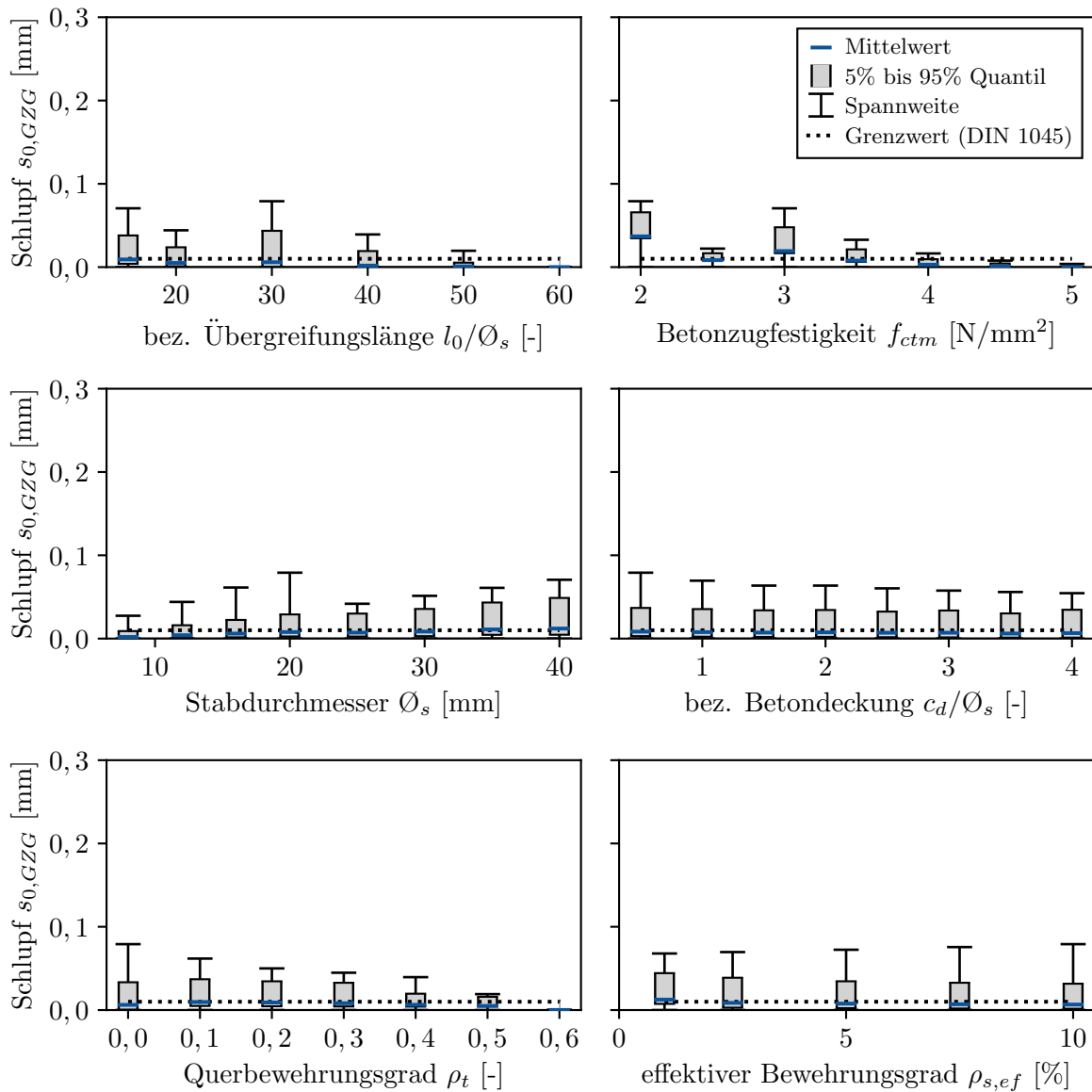


Abbildung E.2: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,45$)

Verhältnis GZT zu GZG von 1,6

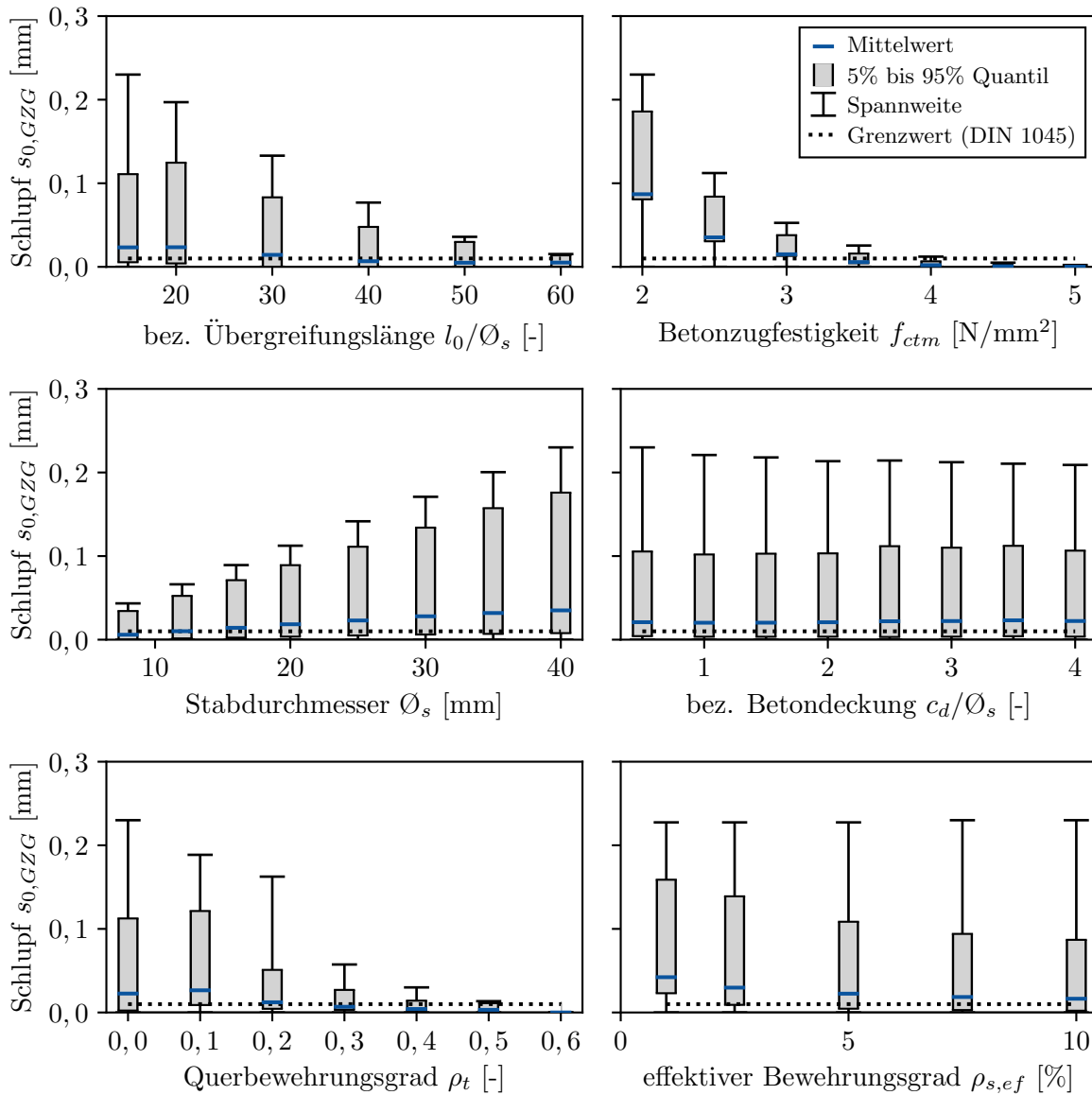


Abbildung E.3: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen (Verhältnis GZT/GZG = 1,6)

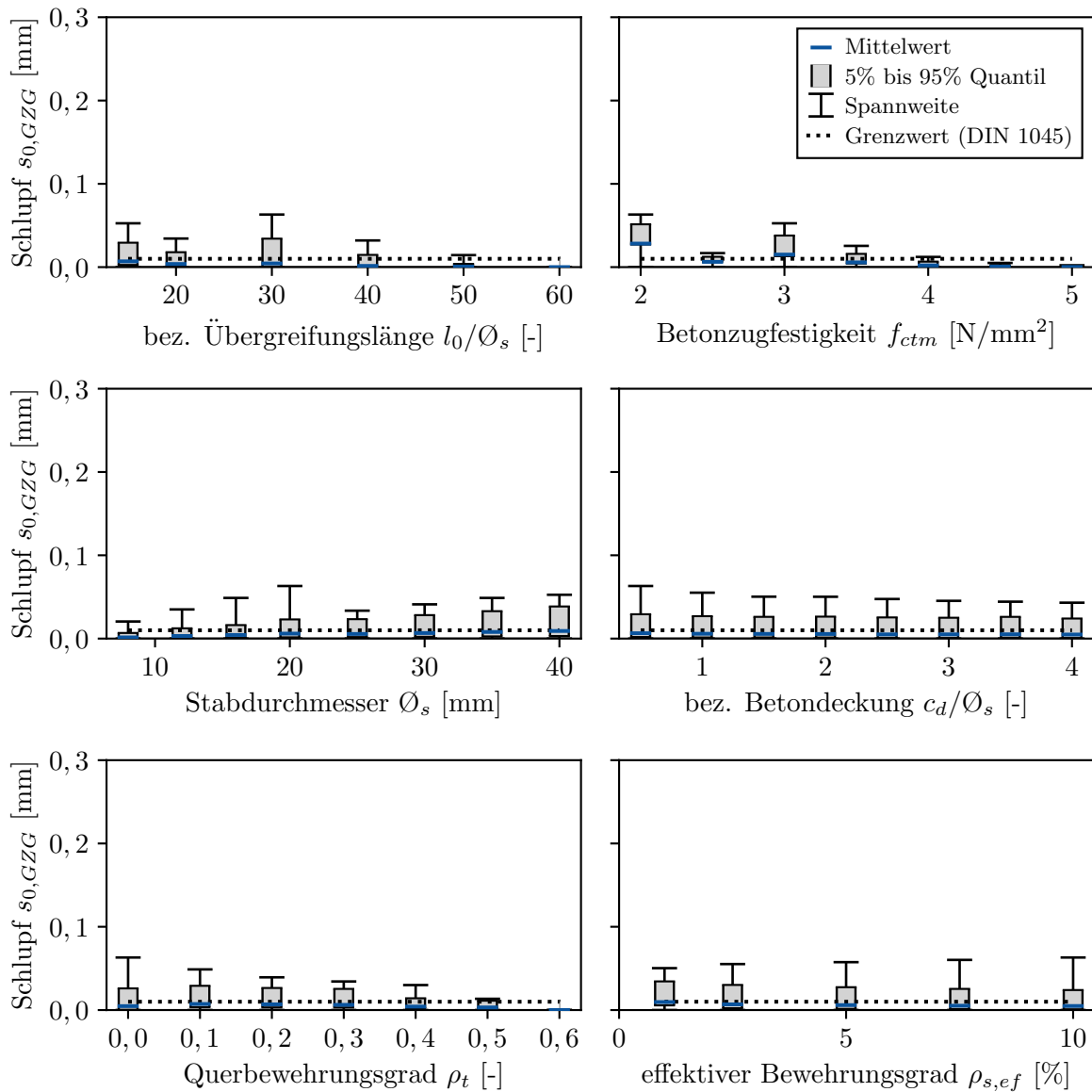


Abbildung E.4: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis GZT/GZG = 1,6)

Verhältnis GZT zu GZG von 1,75

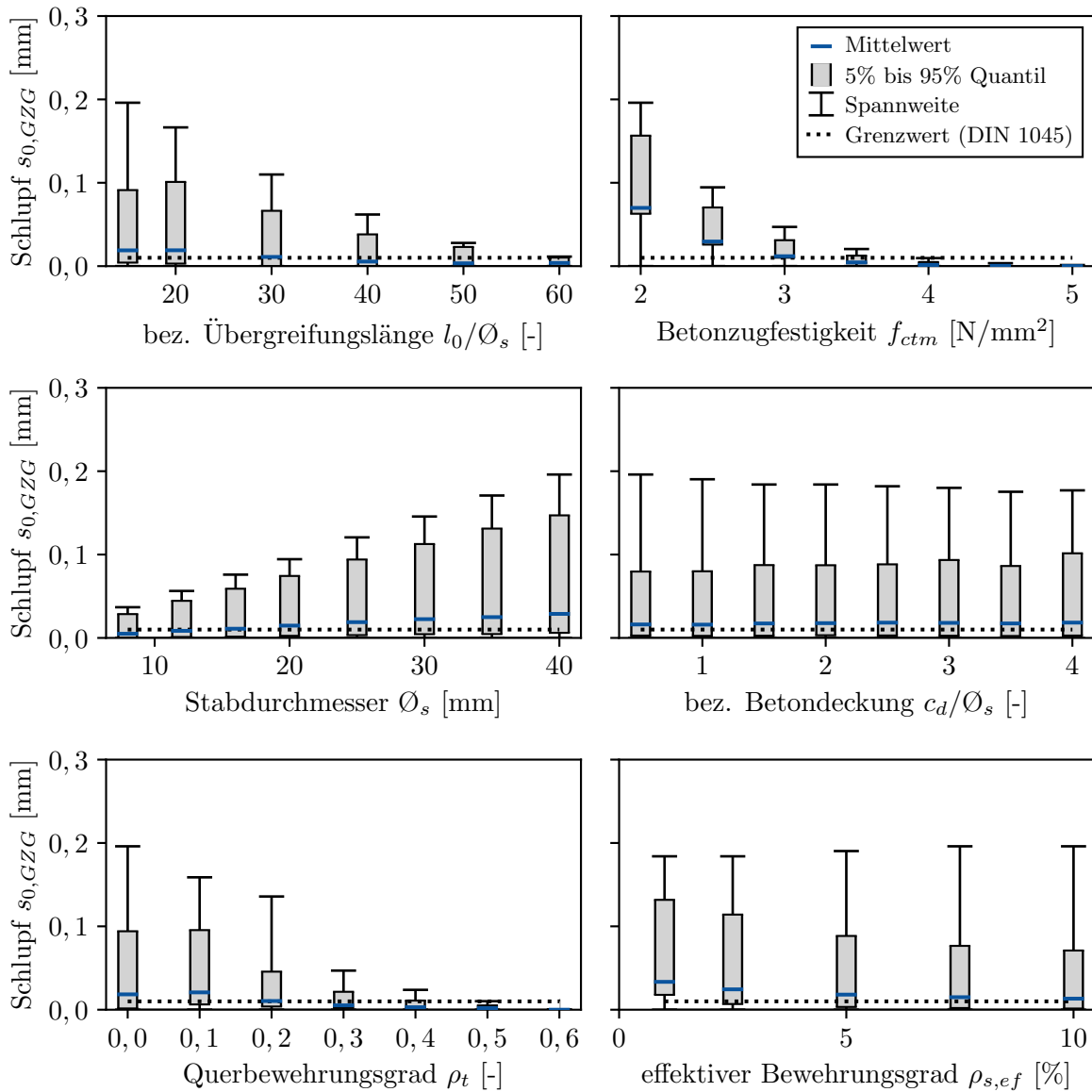


Abbildung E.5: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen (Verhältnis GZT/GZG = 1,75)

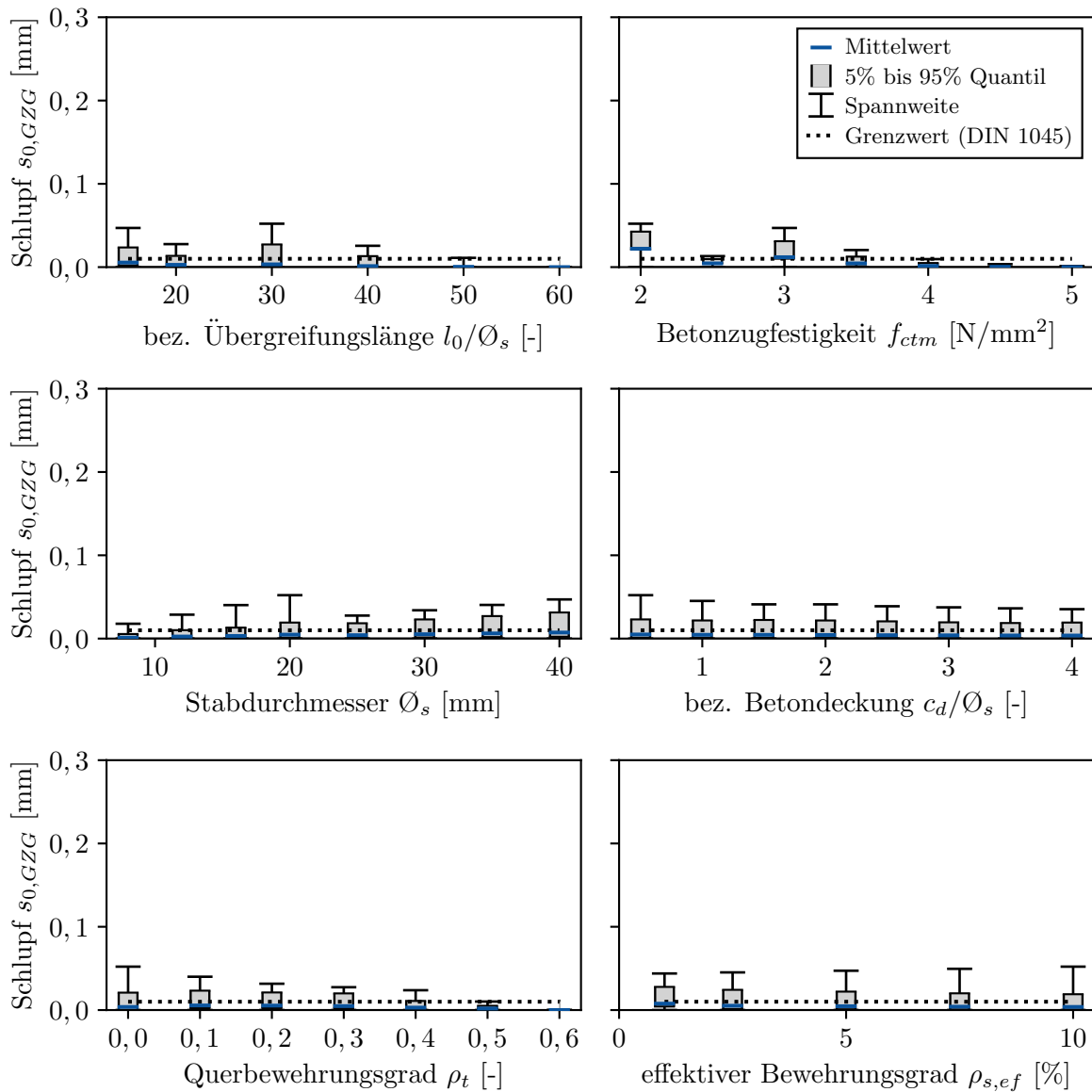


Abbildung E.6: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,75$)

Verhältnis GZT zu GZG von 2,0

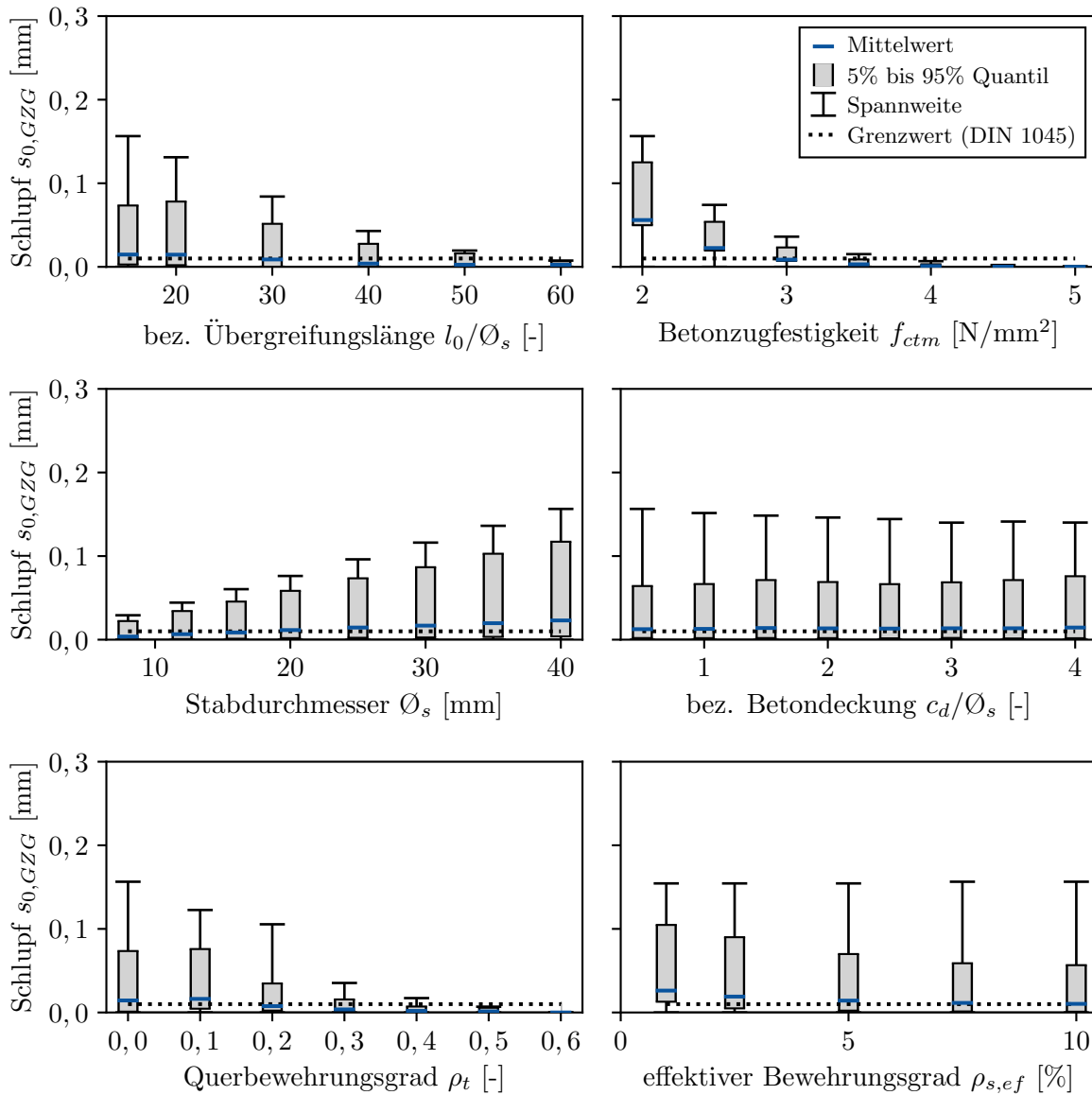


Abbildung E.7: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen (Verhältnis GZT/GZG = 2,0)

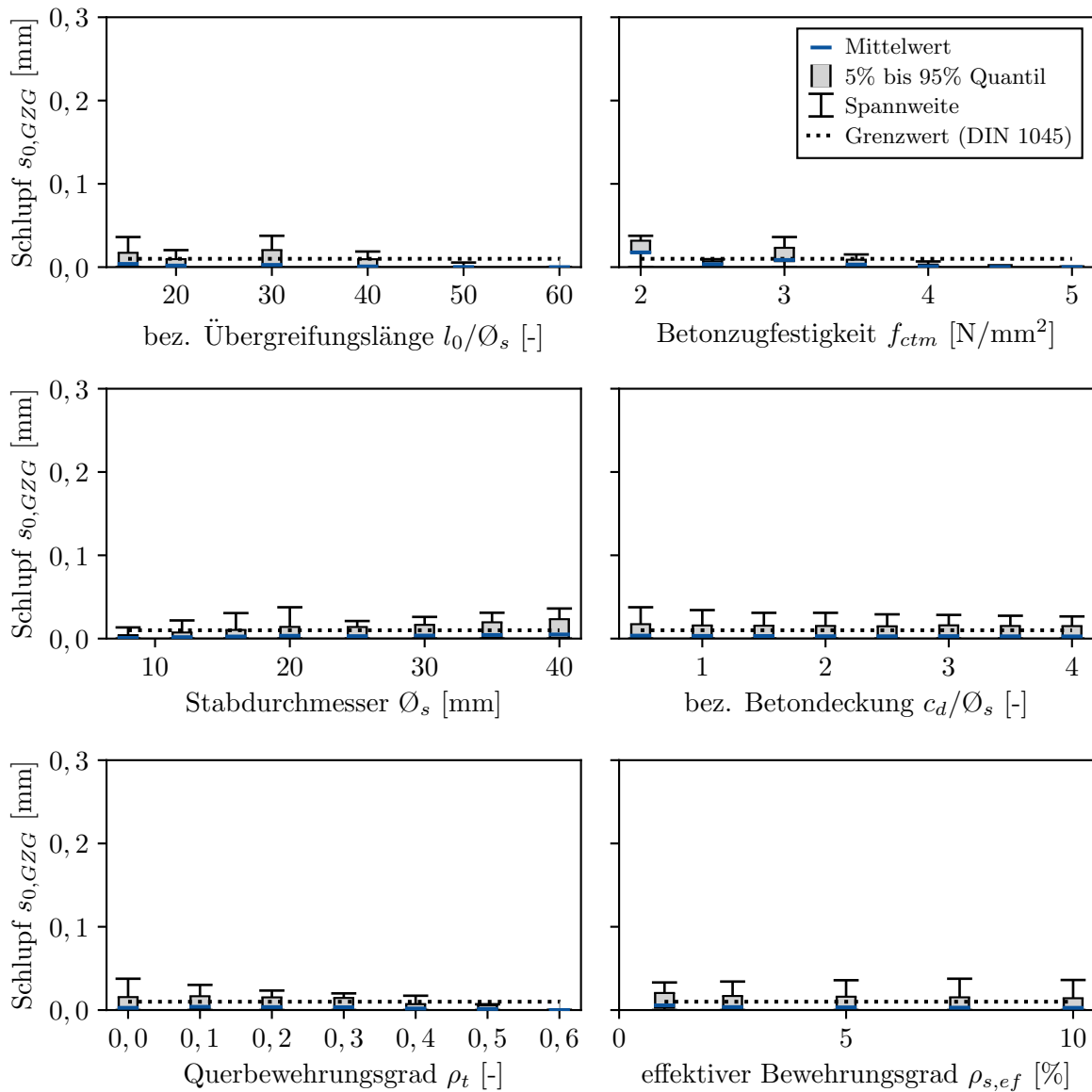


Abbildung E.8: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 2,0$)

E.2 Verankerungen

Verhältnis GZT zu GZG von 1,45

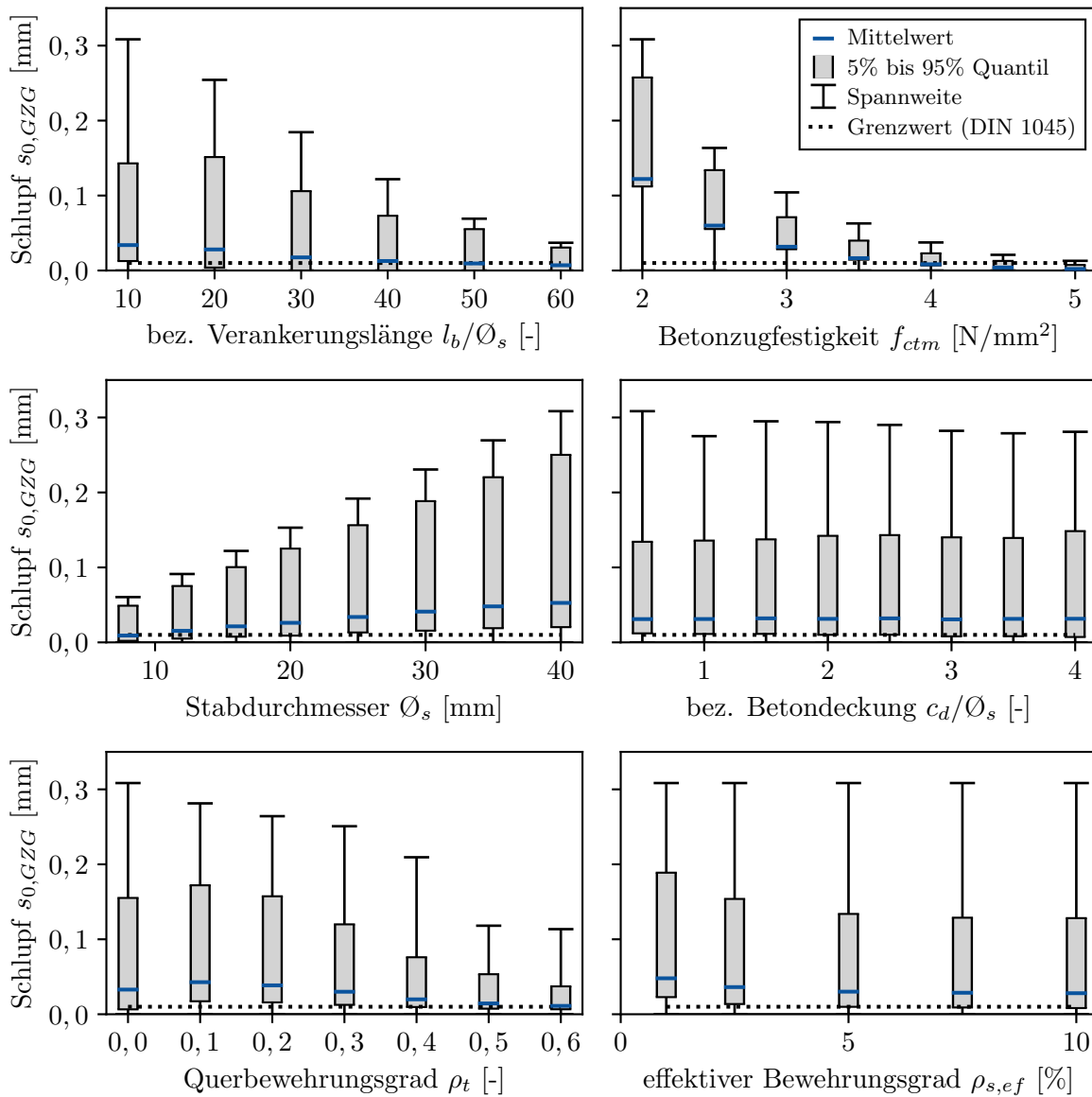


Abbildung E.9: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen (Verhältnis GZT/GZG = 1,6, Querdruck $p = 0$ N/mm²)

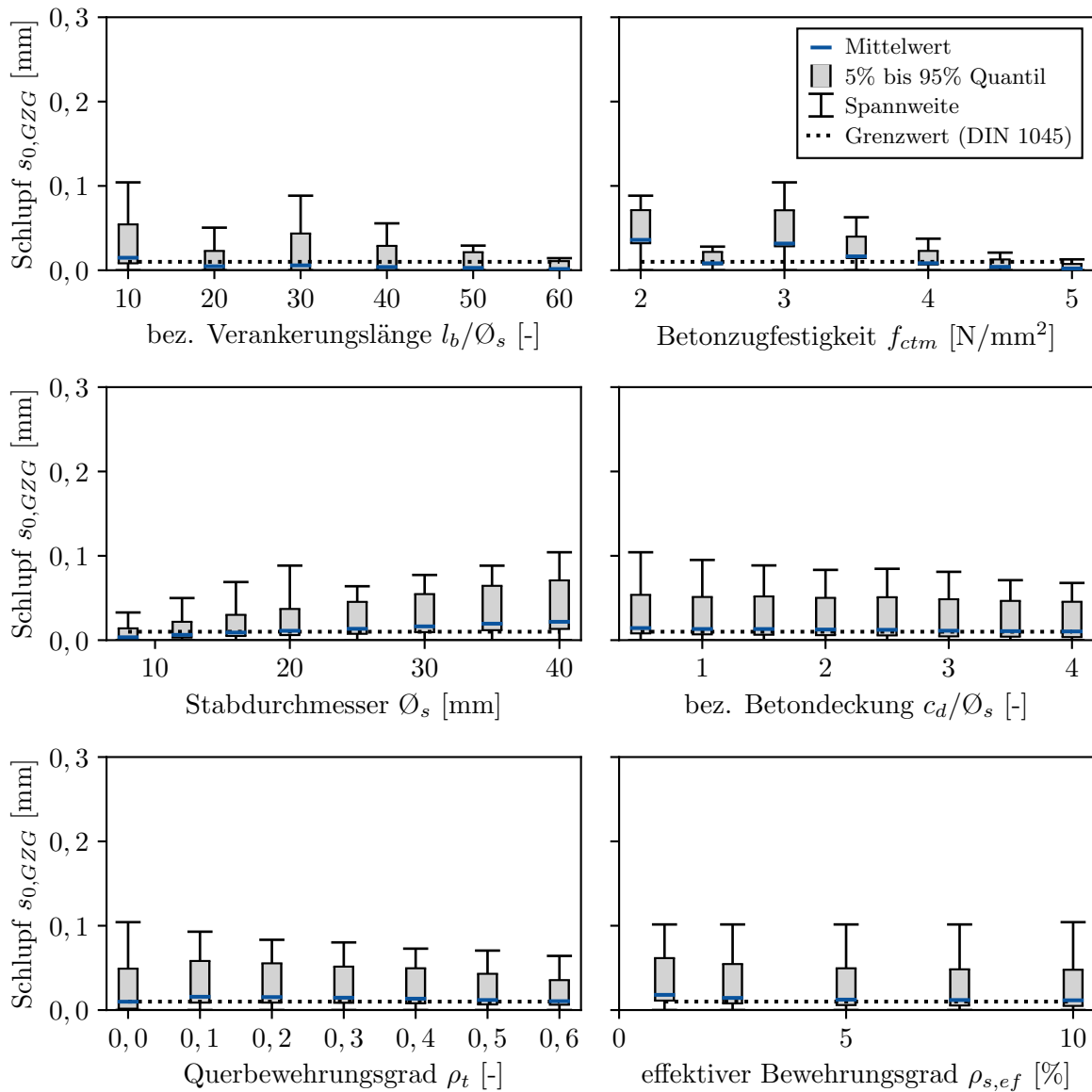


Abbildung E.10: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestverankerungslänge $l_{b,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis GZT/GZG = 1,6, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$)

Verhältnis GZT zu GZG von 1,6

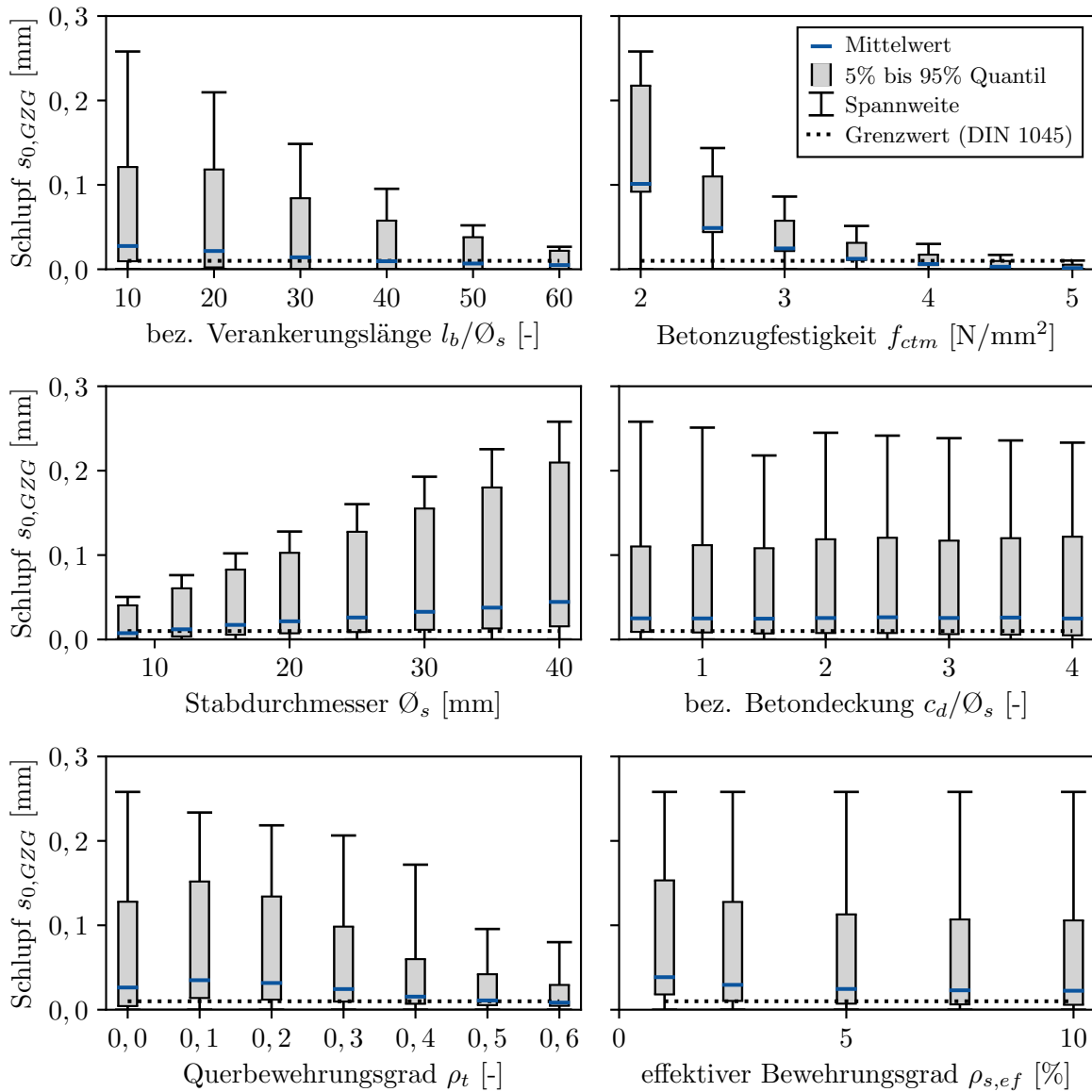


Abbildung E.11: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen (Verhältnis GZT/GZG = 1,6, Querdruck $p = 0$ N/mm²)

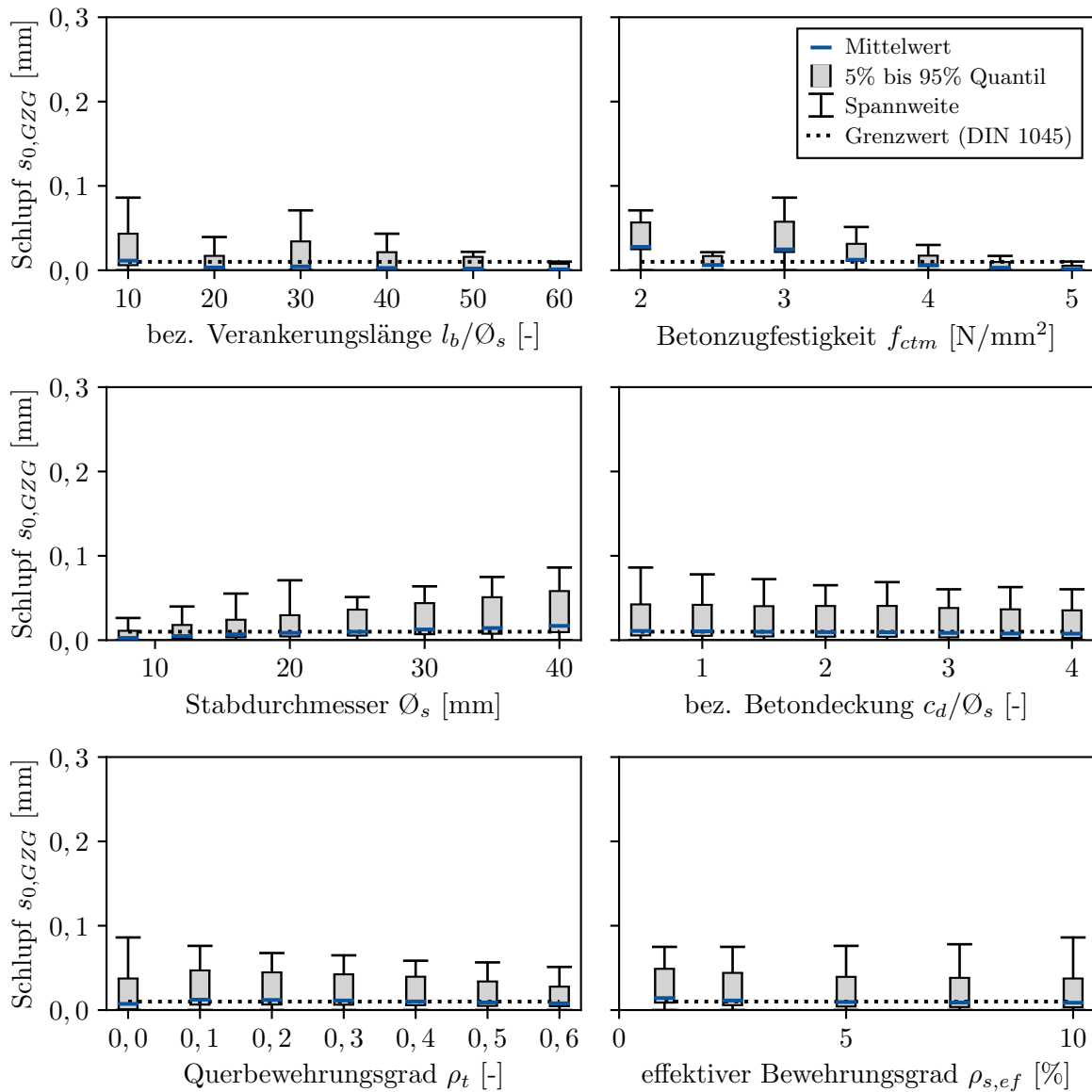


Abbildung E.12: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestverankerungslänge $l_{b,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis GZT/GZG = 1,6, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$)

Verhältnis GZT zu GZG von 1,75

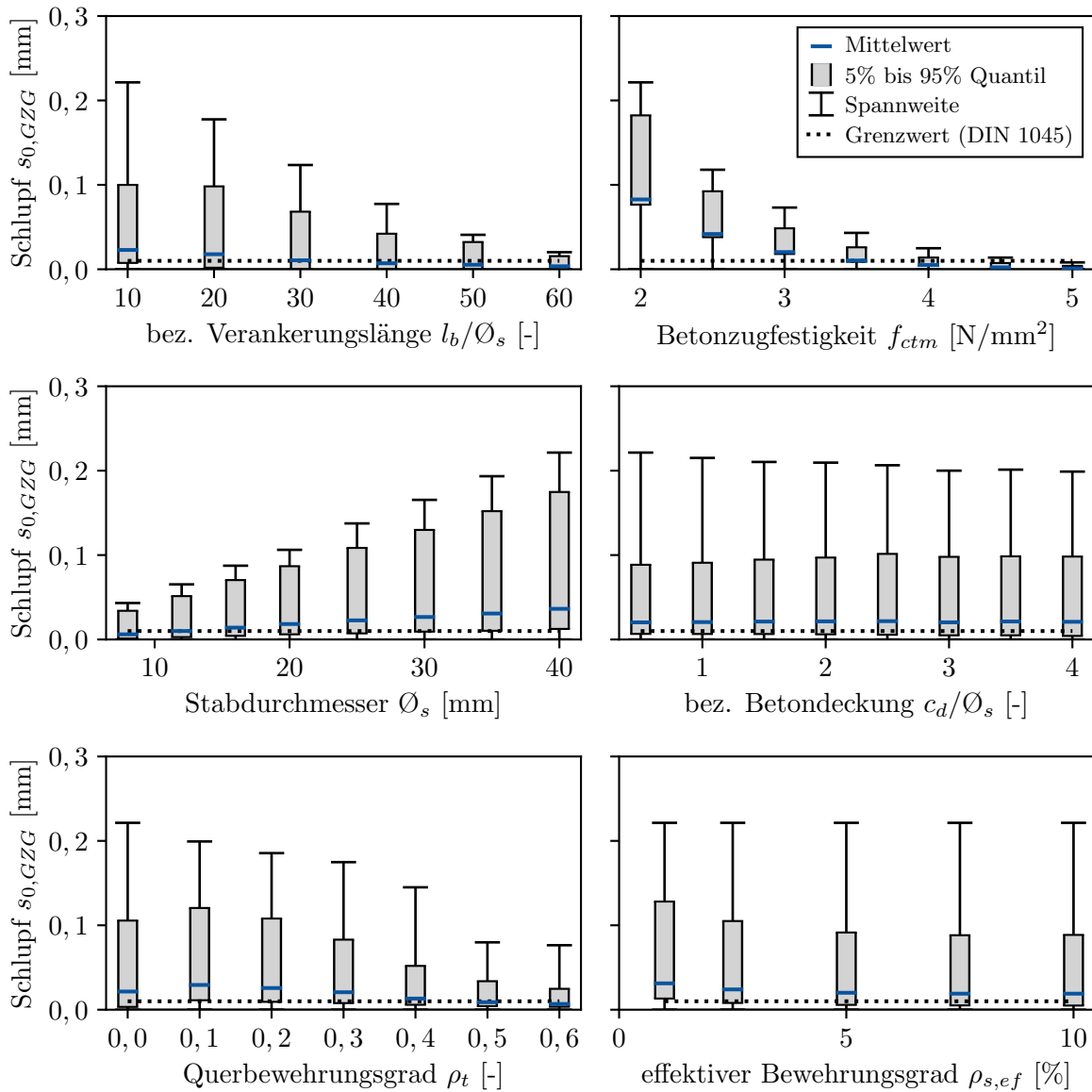


Abbildung E.13: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen (Verhältnis GZT/GZG = 1,6, Querdruck $p = 0$ N/mm²)

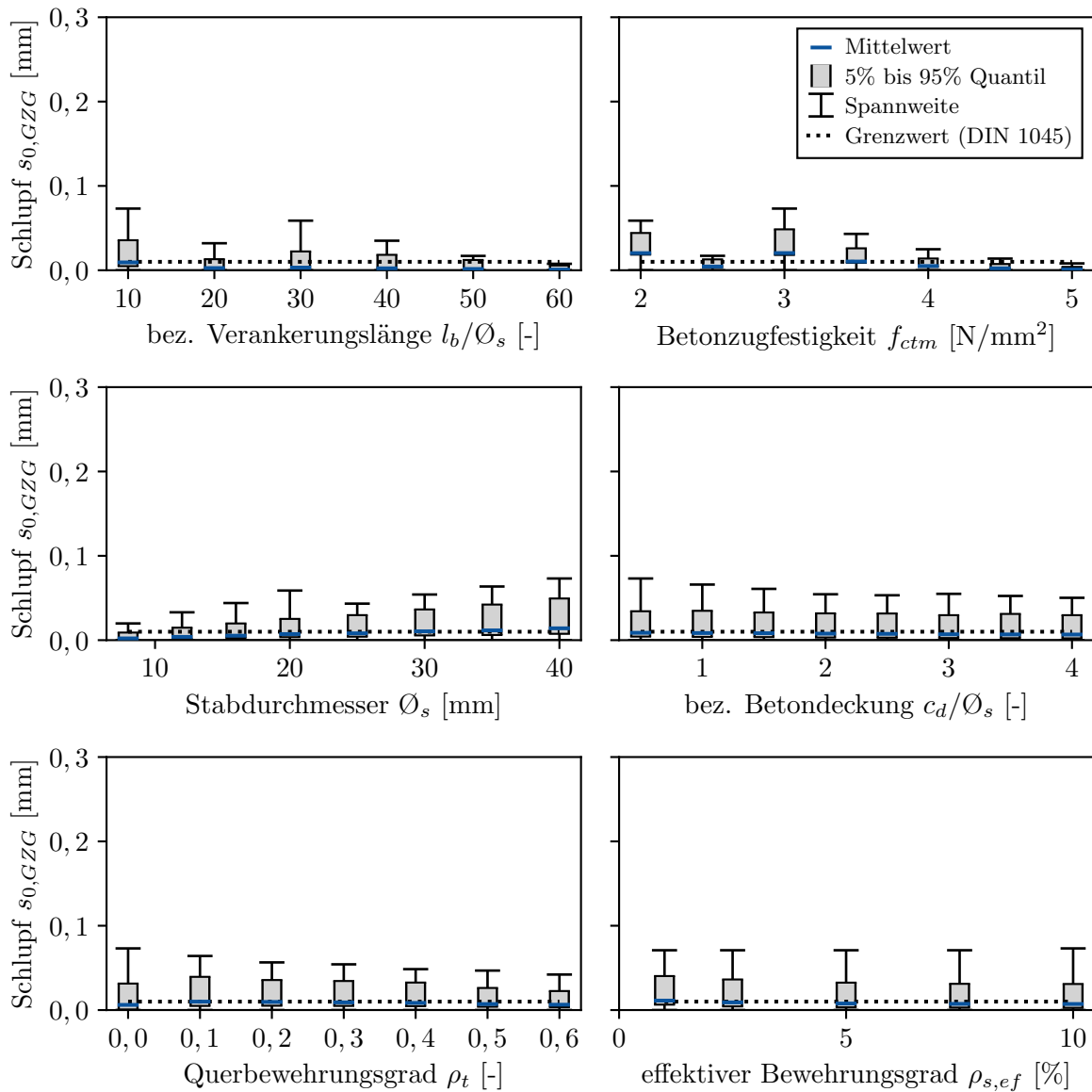


Abbildung E.14: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestverankerungslänge $l_{b,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis GZT/GZG = 1,6, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$)

Verhältnis GZT zu GZG von 2,0

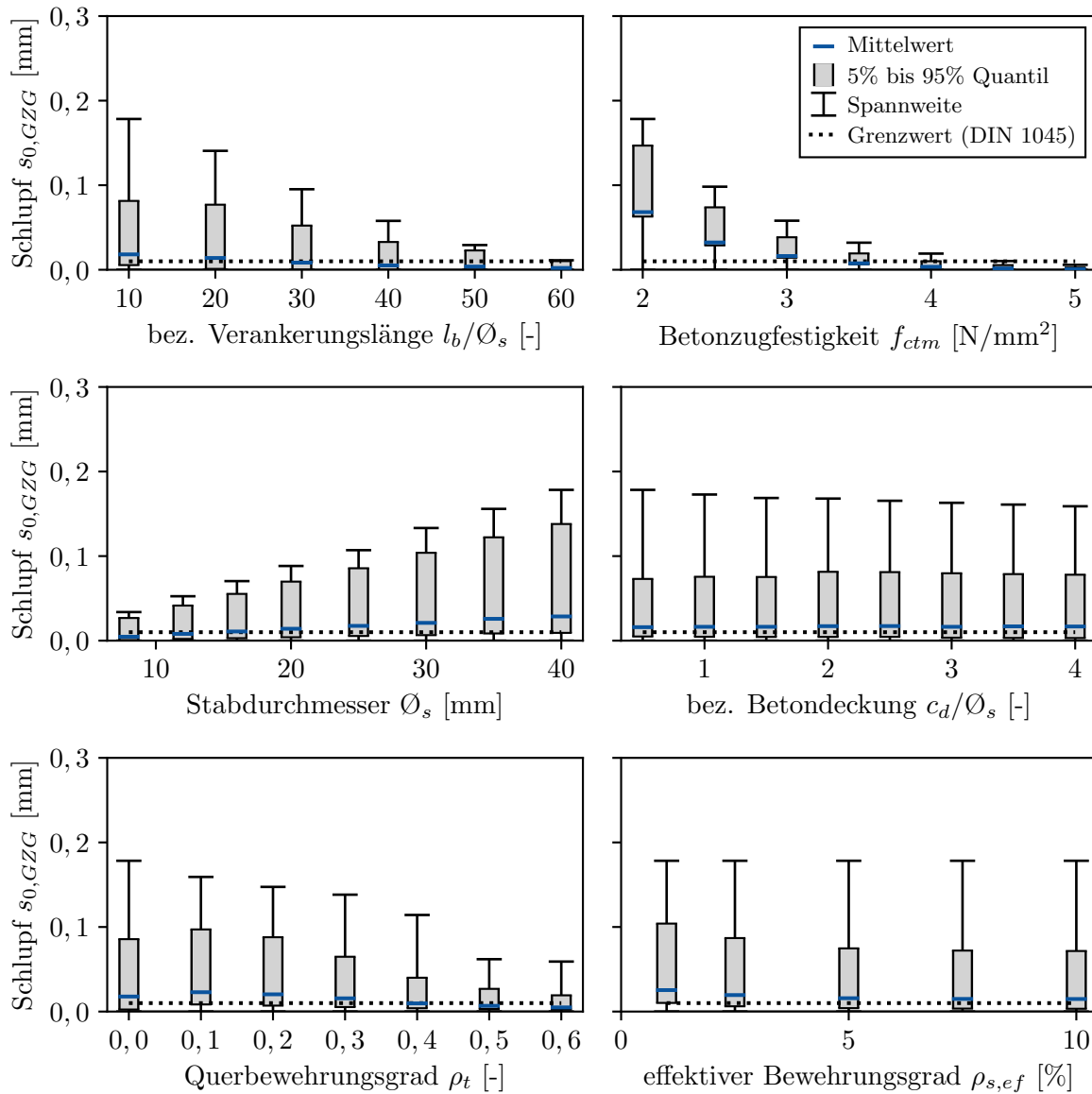


Abbildung E.15: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen (Verhältnis GZT/GZG = 1,6, Querdruck $p = 0$ N/mm²)

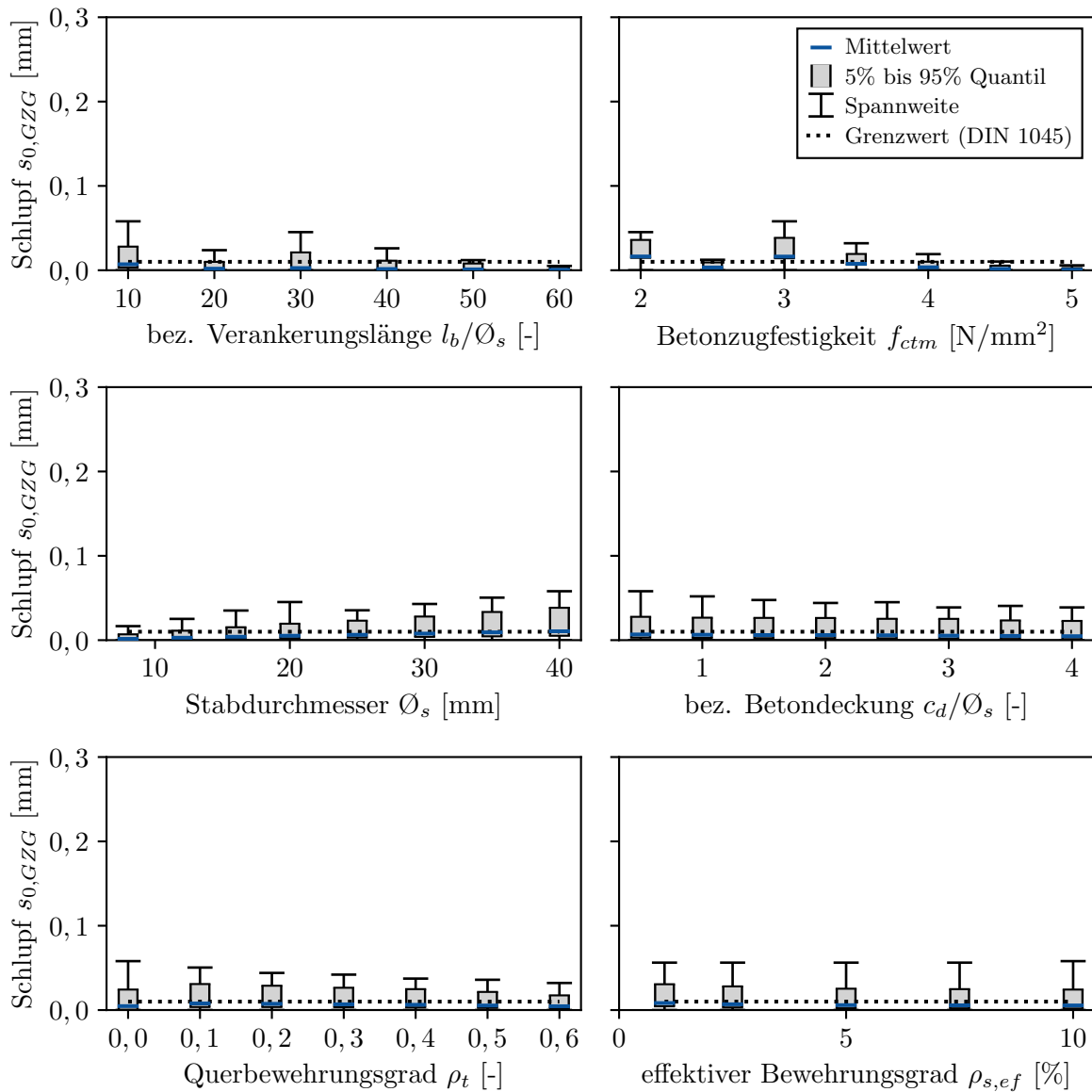


Abbildung E.16: Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestverankerungslänge $l_{b,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis GZT/GZG = 1,6, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$)

Abbildungsverzeichnis

1.1	Struktur der Arbeit und Entwicklung des erweiterten Verbundmodells	5
2.1	(a) Phasen der Verbundtragwirkung nach [Gambarova et al. 1989; Zilch u. Zehetmaier 2010] und (b) innere Rissbildung und Zugringmodell nach [Tepfers 1973; Ritter 2013] .	9
2.2	Schematische Darstellung der prinzipiellen Arten des Verbundversagens	10
2.3	Eingefärbte Verbundrisse im Längsschnitt (a) eines Dehnkörperversuchs, (b) eines Übergreifungsstoßversuchs, (c) eines verankerten Bewehrungsstabes, (d) der Feldmitte eines Biegebalkens und (e) des Endauflagerbereichs eines Biegebalkens; entnommen und modifiziert aus [Goto u. Otsuka 1979]	11
2.4	Idealisierung der Verbundspannung nach [Ritter 2013]	14
2.5	Schlupfmessungen in verschiedenen Abständen vom Bewehrungsstab ($\varnothing_s = 16$ mm, Beton C40/50) nach [Schmidt-Thrö u. Stöckl 1985]	15
2.6	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mit Beton C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, $c_d/\varnothing_s = 1,5$, mit Querbewehrung und guten Verbundbedingungen nach [Kreller 1989; Harajli et al. 2004; fib Model Code 2010; Coccia et al. 2015; Lin et al. 2019]	17
2.7	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit Schlupfmessung am unbelasteten Stabende (s_u) und belasteten Stabende (s_l)	18
2.8	(a) Kräftegleichgewicht und (b) kinematische Relation am differentiellen Stabelement dx nach [Krips 1985]	19
2.9	Oberflächenprofilierungen und deren Einfluss auf die Verbundfestigkeit aus [Roš 1950]	24
2.10	Typische Oberflächenprofilierungen von Rippenstäben und zugehörige Richtwerte für den Flankenneigungswinkel α sowie Rippenneigung β gegen die Längsachse nach [Rußwurm 1993] und [DIN 488-1; DIN 488-2; DIN 488-3]	25
2.11	Bezogene Rippenfläche f_R von Betonstahl mit sichelförmigen Rippen	27
2.12	Einfluss der Rippengeometrie beim Spalt- und Ausziehversagen auf der Grundlage von Untersuchungen aus der Literatur	28
2.13	Einfluss des Stabdurchmessers (a) auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, (b) maximale Verbundspannung τ_{\max} und (c) Verformungen an der Betonoberfläche w_{15} bei 15 N/mm ² Verbundspannung ($f_c \approx 45$ N/mm ² , $c_d = 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 5 \varnothing_s$), Messdaten aus [Metelli u. Plizzari 2014]	30
2.14	Spannungs-Dehnungs-Beziehung für (a) naturharte oder warmgewalzte und (b) vergütete oder kaltverformte Betonstähle	31

2.15	(a) Zusammenhang maximaler Verbundspannung τ_{\max} und Betonzugfestigkeit f_{ctm} ; Messdaten aus [Zhiming u. Zhiman 1992] und (b) Verhältnis der mittleren Zylinderdruckfestigkeit des Betons f_{cm} und der mittleren zentrischen Betonzugfestigkeit f_{ctm} ; berechnet nach [FprEN 1992-1-1]	33
2.16	Entwicklung der Betondruckfestigkeit f_c und Betonzugfestigkeit f_{ct} eines Betons C30/37 mit Zement CEM I 32,5 R in den ersten 28 Tagen	34
2.17	Zeitlicher Verlauf (a) der maximalen Verbundspannung τ_{\max} , (b) des Schlupfs am unbelasteten Stabende s_0 , (c) der maximalen Verbundspannung bezogen auf die Betondruckfestigkeit τ_{\max}/f_c und (d) der maximalen Verbundspannung bezogen auf die Betonzugfestigkeit $\tau_{\max}/(10 \cdot f_c)$ in zentrischen Ausziehversuchen (Beton C25/30 bzw. C40/50, $\varnothing_s = 16$ mm, $l_b = 5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Li et al. 2023]	36
2.18	Nennwert der Betondeckung c_d	38
2.19	Einfluss der Betondeckung auf die maximale Verbundspannung τ_{\max} ; Messdaten aus [Nagatomo u. Kaku 1992; Zhiming u. Zhiman 1992; Walker et al. 1997]	39
2.20	Einfluss der Querbewehrung auf die maximale Verbundspannung τ_{\max} ($f_{cm} = 18$ bis 37 N/mm ² , $\varnothing_s = 19$ bis 20 mm, $c_d \approx 1 \varnothing_s$, $l_b \approx 15$ bis $25 \varnothing_s$); Messdaten aus [Kaku et al. 1988, 1989; Maeda et al. 1995; Plizzari et al. 1998]	41
2.21	Prinzipielle Anordnung der Querbewehrung in Bezug zur Hauptbewehrung und Brucharten (links) und Abklappen der Bewehrung eines Übergreifungsstoßes bei unzureichender Querbewehrung aus [Rehm u. Eligehausen 1977] (rechts)	42
2.22	Verbundspannung in der Hauptbewehrung bei unterschiedlicher Ausführung der Querbewehrung; entnommen und modifiziert aus [Kaku et al. 1992]	43
2.23	(a) Schematische Darstellung der Verbundspannungsverteilung bei Maximalkraft für kurze und mittlere Verbundlängen, (b) Einfluss der Verbundlänge bei Ausziehversuchen und Balkenversuchen ohne Querbewehrung und (c) mit Querbewehrung; Messdaten aus [Azizinamini et al. 1993, 1995, 1999; Ritter 2013]	44
2.24	(a) Setzungen und Betonbluten des Frischbetons während des Betoniervorgangs nach [Moccia et al. 2021] und (b) Videomikroskopaufnahmen der Fehlstellen bei unterschiedlicher Höhe h über dem Schalungsboden aus [Soylev u. François 2003]	46
2.25	Einfluss der Lage über dem Schalungsboden auf die Verbundfestigkeit der Stäbe in oberer und unterer Lage (TCR-Wert) in (a) Ausziehversuchen und (b) Balkenversuchen mit Übergreifungsstößen und Einfluss der der Verbundlänge auf den TCR-Wert; Messdaten aus [Zekany et al. 1981; DeVries et al. 1991; Kaku et al. 1992; Azizinamini et al. 1993, 1999; Hamad u. Itani 1998; Zuo u. Darwin 1998; Valcuende u. Parra 2009; Moccia et al. 2021]	49

2.26	(a) Einfluss der verbundfreien Vorlänge in Ausziehversuchen; Messdaten aus [Martin u. Noakowski 1981] – Verhältnis $\eta = \tau_{\max}(l_v = x) / \tau_{\max}(l_v = 1,25\varnothing_s)$; (b) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von konsolenförmigem Ausziehkörpern und Ausziehkörpern mit exzentrischer Stablage; Messdaten aus [Janovic 1979; Schmidt-Thrö u. Stöckl 1985; Eligehausen et al. 1998] und (c) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Beam-End Tests mit und ohne verbundfreie Vorlänge; Messdaten aus [Kemp u. Wilhelm 1979] – Verhältnis $\eta = \tau_{\max}(l_v = x) / \tau_{\max}(l_v = 0)$	50
2.27	(a) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zylindrischer Ausziehkörper mit radialem Querdruck; Messdaten aus [Malvar 1992] und (b) Einfluss des Querdrucks auf die bezogene maximale Verbundspannung τ_{\max} ($f_{cm} \approx 40 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 19 \text{ mm}$, $l_b = 5 \varnothing_s$, $c_d = 1,5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Malvar 1992]	52
2.28	Einfluss des Querdrucks p in Verbindung mit der Betondeckung c ($f_{cm} \approx 20$ bis 40 N/mm^2 , $\varnothing_s = 8$ bis 25 mm , $l_b = 4$ bis $12 \varnothing_s$, $c_d = 1$ bis $4,5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Eligehausen et al. 1983; Robins u. Standish 1984; Navaratnarajah u. Speare 1986; Malvar 1992; Nagatomo u. Kaku 1992; Xu et al. 2012]	53
2.29	Einfluss von Querkzug f_t bezogen auf die Betonzugfestigkeit f_{ct} ($f_c \approx 20$ bis 50 N/mm^2 , $\varnothing_s = 14$ bis 25 mm , $l_b \approx 2$ bis $8 \varnothing_s$, $c_d \approx 1$ bis $5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Reuter u. Eligehausen 1992; Nagatomo u. Kaku 1992; Ritter 2013]	55
2.30	Beanspruchung des Betons durch den Biegegewiderstand des freien Stabendes bzw. durch die Rückstellkräfte des belasteten Stabendes nach [Betzle 1981]	56
2.31	Zunahme der (a) Betondruckfestigkeit und (b) Betonzugfestigkeit in Abhängigkeit von der Dehnungsgeschwindigkeit; Messdaten aus [Bischoff u. Perry 1991; Bachmann 1993]	57
2.32	Zunahme der Verbundfestigkeit in in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit; Messdaten aus [Paschen et al. 1974; Martin u. Noakowski 1981]	58
2.33	Schematische Darstellung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für Ermüdungs- und Dauerstandsfestigkeit nach [fib Model Code 1990; fib Model Code 2010] und dem modifizierten Modell nach [Sippel 2003]	60
2.34	(a) Untersuchungen zum Einfluss der Rissbreite w und (b) Modell nach BRANTSCHEN, Messdaten aus [Idda 1999; Simons 2007; Lindorf 2011; Mahrenholtz 2012; Brantschen 2016]	61
2.35	Modell zur Ermittlung der übertragbaren Verbundspannung bei sich öffnenden Längsrissen in Analogie zum Modell der Rissverzahnung; entnommen und modifiziert aus [Brantschen et al. 2016]	62
2.36	Lokales Verbundverhalten in Rissnähe: (a) Schematische Darstellung der Verbundschwächung in der Nähe zum Querriss; entnommen und modifiziert aus [Zilch u. Zehetmaier 2010] und (b) Einfluss des Abstands vom Querriss bzw. belasteten Stabende bei Dehnkörperversuchen; Messdaten aus [Shima et al. 1987] und (c) Ausziehversuchen; Messdaten aus [Corres u. Muttoni 2022]	63
2.37	Zugkraftdeckung; entnommen und modifiziert aus [DIN EN 1992-1-1]	68
2.38	Verankerung von geraden Stabenden (a) am Endauflager und (b) mit gestaffelter Bewehrung	68

2.39	Übergreifung von geraden Stabenden: (a) Rissbildung am Übergreifungsstoß aus [Goto u. Otsuka 1979], (b) Modellvorstellung nach [Burkhardt 2000] und (c) daraus abgeleitete Fachwerkmodelle nach [Burkhardt 2000], (d) Druckmodell nach [Tepfers 1973]	70
2.40	Anordnung von Übergreifungsstößen nach [DIN EN 1992-1-1; FprEN 1992-1-1]	71
2.41	Modell der effektiven Betonquerschnittsfläche $A_{c,ef}$ als Grundlage zur Berechnung der Rissbreiten; entnommen und modifiziert aus [Zilch u. Zehetmaier 2010]	75
2.42	Spannungs- und Dehnungsverhalten zwischen Primärrissen und Berücksichtigung des Tension Stiffening Effekts über (a) modifizierte Betonarbeitslinie, (b) modifizierte Stahlarbeitslinie und (c) diskrete Modellierung (Daten entnommen aus [Kabele et al. 2010])	79
2.43	Prinzipieller Ablauf der numerischen Integration nach [Alvarez 1998]	82
2.44	Modellierung des Verbundes mittels FEM: (a) Stufe 1 – exakte Modellierung des Bewehrungsstabes eines Ausziehversuchs aus [Auer 2015], (b) Stufe 2 – Modellierung der Bewehrung ohne Berücksichtigung der Oberflächengeometrie mittels Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung aus [Weber et al. 2022], (c) Stufe 3 – Ausziehversuch mit Modellierung der Bewehrung als Stabelement, (d) Stufe 4 – Hohlkasten aus Beton mit „verschmierter“ Bewehrungslage	84
3.1	Prinzipielle Darstellung der zentrischen Dehnkörper (links) und schematische Darstellung der Entwicklung von Stahldehnung, Verbundspannung und Schlupfverteilung im Dehnkörperversuch (rechts)	91
3.2	Variation der Betondeckung durch Vergrößerung des Betonquerschnitts, Versuche ZDK-1 bis ZDK-8 und ZDK-12 bis ZDK-23	92
3.3	Mäßige Verbundbedingungen: (a) simulierte Fehlstelle mit Schaumstoffklebeband und (b) Fehlstelle durch Sedimentation; Videomikroskopaufnahme entnommen aus [Soylev u. François 2003]	93
3.4	Positionierung der faseroptischen Sensoren (FOS) bei den zentrischen Dehnkörperversuchen	96
3.5	Versuchsaufbau der zentrischen Dehnkörperversuche mit faseroptischer Dehnungsmessung und DIC	97
3.6	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-6	98
3.7	Kontinuierliche Dehnungs-, Stahlspannungs-, Verbundspannungs- und Schlupfverteilung von Versuch ZDK-6 (Beton C50/60, $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$, $c = 2,5 \varnothing_s$)	99
3.8	Prinzipdarstellung der idealisierten Betondehnungsverteilung (links) und Gegenüberstellung der gemessenen und berechneten Betondehnungsverteilung (rechts)	100
3.9	Vergleich der Schlupfmessung mittels Wegaufnehmer und faseroptischer Dehnungsmessung von Versuch ZDK-6	101
3.10	(a) Vergleich der Kraftmessung der Prüfmaschine mit der ermittelten Stahlspannung aus der faseroptischen Dehnungsmessung und (b) Vergleich der Schlupfmessung mit induktiven Wegaufnehmern und der Schlupfmessung ermittelt aus der faseroptischen Dehnungsmessung	102

3.11	Bestimmung einer lokalen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung am Beispiel des Versuchs ZDK-6	103
3.12	Exemplarischer Erhärtungsverlauf des Betons (Betonrezeptur A30) mit der Festigkeitsklasse C30/37	105
3.13	Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cm}	106
3.14	Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ctm}	107
3.15	Verhältnis von Betondruckfestigkeit f_{cm} zur Betonzugfestigkeit f_{ctm} in den zentrischen Dehnkörperversuchen	108
3.16	Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss des Stabdurchmessers \varnothing_s skaliert auf Betonfestigkeitsklasse C30/37 ($f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$), gemeinsame Parameter: $c/\varnothing_s = 1,5$, ohne Querb., gute Verbundbed.	109
3.17	Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss der Betondeckung c/\varnothing_s	110
3.18	Parameterstudie an Dehnkörpern zum Einfluss des Querbewehrungsgrades ρ_t	112
3.19	Wirkrichtung der Querbewehrung im Ausziehversuch und im Dehnkörperversuch	113
3.20	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mit guten (gV) und mäßigen Verbundbedingungen (mV)	114
3.21	(a) und (c) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) aus Dehnkörperversuchen mit und ohne verbundfreier Vorlänge (C30/37, $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$) sowie (b) und (d) gemessene mittlere Rissbreiten der Längsrisse an der Betonoberfläche mit zugehörigem Schlupf ((a-b) bezogene Betondeckung $c/\varnothing_s = 1,5$ und (c-d) bezogene Betondeckung $c/\varnothing_s = 2,5$)	116
3.22	Prinzipielle Darstellung der Dehnkörper mit verankerten Stäben (VDK)	117
3.23	Positionierung der faseroptischen Sensoren (FOS) bei den Dehnkörperversuchen mit verankerten Stäben	119
3.24	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-8	120
3.25	Verlauf von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ , Schlupf s und der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) von Versuchen VDK-1 bis VDK-4 mit variierteter Verbundlänge	123
3.26	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) der Versuche VDK-5 bis VDK-12 mit verankerten Stäben und variierteter Verbundlänge	124
3.27	Rissbild und Rissbreiten ermittelt aus digitaler Bildkorrelation (DIC) von Versuch VDK-4	125
3.28	Aufbau der RILEM-Ausziehkörper (a) und konsolenförmigen Ausziehkörper (b)	127
3.29	Versuchsaufbau und Anordnung der Wegmessung	130
3.30	(a) Wegmessung δ_l und umgerechneter Schlupf s_l am belasteten Stabende und (b) Gegenüberstellung von Schlupf am unbelasteten Stabende s_u , am belasteten Stabende s_l und mittlerer Schlupf s_m am Beispiel von Versuch POT-1 (1)	131
3.31	Vergleich RILEM-Ausziehversuche (POT) und konsolenförmige Ausziehversuche (KPOT) am Beispiel von Versuchen POT-1 (1-3) und KPOT1/2 (1-3)	134
3.32	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von RILEM-Ausziehversuchen und konsolenförmigen Ausziehversuchen an Bewehrungsstäben mit unterschiedlicher Rippengeometrie	136
3.33	Parameterstudie an Ausziehkörpern zum Einfluss der Betondruckfestigkeit f_{cm}	138
3.34	Parameterstudie an Ausziehkörpern zum Einfluss der Betonzugfestigkeit f_{ctm}	139

3.35	Parameterstudie an Ausziehkörpern zum Einfluss der bez. Betondeckung c/\varnothing_s	140
3.36	Einfluss mäßiger Verbundbedingungen in (a) RILEM-Ausziehversuchen und (b) konsolenförmigen Ausziehversuchen (Stab A16, Beton C30/37, Betondeckung bei konsolenförmigen Ausziehkörpern $c/\varnothing_s = 2,5$)	142
3.37	Einfluss der Staborientierung bei konsolenförmigen Ausziehversuchen	143
3.38	Vergleich Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der Dehnkörperversuche (ZDK) und konsolenförmigen Ausziehversuche (KPOT)	144
4.1	Hüllkurven der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	148
4.2	Beispielhafte Gegenüberstellung von Verbundmodell und gemessener Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Dehnkörperversuch ZDK-1 (links) und konsolenförmigen Ausziehversuchen KPOT-1/3 (1-3) (rechts)	150
4.3	Maßgebende Einflussparameter auf die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	151
4.4	Lokales Verbundverhalten und Abminderung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für unterschiedliche Abstände x/\varnothing_s zum Riss	154
4.5	(a) bis (c) lokales Verbundverhalten – Messung und Modell; (d) örtliche Abminderung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch λ_{lokal}	155
4.6	(a) Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen mit Beton C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, $c_d/\varnothing_s = 1,5$, (b) Beton C70/80, $\varnothing_s = 16$ mm, $c_d/\varnothing_s = 1,5$, (c) Beton C30/37, $\varnothing_s = 28$ mm, $c_d/\varnothing_s = 1,5$ und (d) Beton C30/37, $\varnothing_s = 16$ mm, $c_d/\varnothing_s = 2,5$; entwickeltes Verbundmodell und Modelle nach [Kreller 1989; Harajli et al. 2004; fib Model Code 2010; Coccia et al. 2015; Lin et al. 2019]	156
4.7	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s des Versuchs ZDK-1	158
4.8	(a-c) Gemessene und berechnete Verläufe von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ und Schlupf s unmittelbar vor dem Verbundversagen des Versuchs VDK-4 und (d) Ablauf der Berechnung	159
4.9	Gemessene und berechnete Verläufe von Stahldehnung ε_s und Verbundspannung τ ; Messdaten aus [Croppi et al. 2022]	161
4.10	Gemessene und berechnete Verläufe der Stahlspannung σ_s von Versuch B4 und B5; Messdaten aus [Hegger et al. 2022]	163
5.1	Vergleich der Bemessungsmodelle fib Model Code 2010, FprEN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1 am gefilterten Versuchsdatensatz für (a) Übergreifungen und (b) Verankerungen	173
5.2	Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Übergreifungsstöße	178
5.3	Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Verankerungen	181
5.4	Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Übergreifungsstöße und Verankerungen mit Berücksichtigung der Parameter Betondruckfestigkeit f_{cm} oder Betonzugfestigkeit f_{ctm}	183

5.5	Einfluss der Lage über dem Schalungsboden auf die Verbundfestigkeit (TCR-Wert); Messdaten aus [Zekany et al. 1981; DeVries et al. 1991; Kaku et al. 1992; Azizinamini et al. 1993, 1999; Hamad u. Itani 1998; Zuo u. Darwin 1998]	186
6.1	Ablaufschema der multivariaten Modellanpassung mit Berechnung von Übergreifungsstößen und Verankerungen mittels schrittweiser numerischer Integration der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	190
6.2	Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch die Einflussparameter (a) Betonzugfestigkeit f_{ctm} , (b) Stabdurchmesser \varnothing_s , (c) bezogene Betondeckung c/\varnothing_s und (d) Querbewehrungsgrad ρ_t für Übergreifungsstöße	193
6.3	Verzerrung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung durch die Einflussparameter (a) bezogene Betondeckung c/\varnothing_s und (b) Querdruck p für Verankerungen	194
6.4	Rissbildung bei (a) Übergreifungsstößen und (b) Endverankerungen (entnommen und modifiziert aus [Hegger et al. 2022])	195
6.5	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	198
6.6	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	200
6.7	Mit Verbundmodellen nach [Kreller 1989; Harajli et al. 2004; fib Model Code 2010; Coccia et al. 2015; Lin et al. 2019] berechnete Stahlspannungen $\sigma_{s,calc}$ und der experimentell ermittelte Stahlspannungen $\sigma_{s,exp}$ an Übergreifungsstößen; mQB = mit Querbewehrung, oQB = ohne Querbewehrung	202
6.8	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im GZG von Übergreifungsstößen (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$)	206
6.9	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im GZG von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$)	208
6.10	Berechnung der Rissbreite bei (a) Erstrisszustand und (b) abgeschlossenem Rissbild	209
6.11	Streudiagramm der berechneten und gemessenen mittleren Rissbreiten mit (a) erweitertem Verbundmodell auf Basis der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, (b) fib Model Code 2010 und FprEN 1992-1-1, (c) DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NAD; Messdaten aus [Thompson et al. 1975; Rehm u. Eligehausen 1977; Burkhardt 2000; Schoening 2018; Hegger et al. 2022]	210
6.12	Parameterstudie zur berechneten Rissbreite w_{calc} mit Eingangsparametern Betonfestigkeit $f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$, Stabdurchmesser $\varnothing_s = 20 \text{ mm}$, Betondeckung $c/\varnothing_s = 2,0$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 0,02$, effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,ef} = 0,03$ und Stahlspannung $\sigma_s = 260 \text{ N/mm}^2$, (FprEN 1992-1-1: $k_{fl} \approx 1,0$, $k_{1/r} \approx 1,0$)	212

7.1	Grenzwertanalyse zur rechnerischen Rissbreite w_{calc} bei unterschiedlichen Stahlspannungsniveaus σ_s ($f_{\text{ctm}} = 2,9 \text{ N/mm}^2$, Betondeckung $c/\varnothing_s = 2$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 0,02$ und effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,\text{ef}} = 0,03$)	222
7.2	Schematisches Spannungs-Dehnungs Diagramm von Betonstahl, GFRP, CFRP und BFRP nach [Schöck 2023; Basalt Fibertec 2021; SGL 2019]	223
7.3	Rechenbeispiel zum Einfluss des E-Moduls E auf die rechnerische Spannung σ im GZT und die Rissbreiten w_{calc} im GZG bei $f_{\text{ctm}} = 2,9 \text{ N/mm}^2$, Betondeckung $c/\varnothing_s = 2$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 2\%$ und effektiver Bewehrungsgrad $\rho_{s,\text{ef}} = 3\%$	224
7.4	Rechenbeispiel für die Stahldehnungs- und Schlupfverteilung (a) einer Verankerung mit geradem Stabende und (b) eines verankerten Stabes mit Kopfbolzen ($l_b = 6 \varnothing_s$, Stabdurchmesser $\varnothing_s = 16 \text{ mm}$, Beton C30/37 mit $f_{\text{ctm}} = 2,9 \text{ N/mm}^2$, Betondeckung $c/\varnothing_s = 1,5$, Querbewehrungsgrad $\rho_t = 0,02$, kein Querdruck, Durchmesser Kopfbolzen $d_h = 45 \text{ mm}$)	226
A.1	Einfluss der Rippenhöhe a_m auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, maximale Verbundspannung τ_{max} und Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 bei gleichem Rippenabstand c (a-c) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (d-f) ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s \approx 14 \text{ mm}$, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\beta = 90^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]	234
A.2	Einfluss der Rippenhöhe a_m auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ und maximale Verbundspannung τ_{max} bei gleichem Rippenabstand c (a-b) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (c-d) ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 16$ bis 20 mm , $c_d = 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Metelli u. Plizzari 2014]	235
A.3	Einfluss der Rippenhöhe a_m auf die maximale Verbundspannung τ_{max} bei gleichem Rippenabstand c (a-b) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (c-d) ($f_c \approx 30 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 25 \text{ mm}$, $c_d \approx 2 \varnothing_s$, $l_b = 12 \varnothing_s$); Messdaten aus [Darwin u. Graham 1993]	236
A.4	Bruchbild der Betonkonsolen in Abhängigkeit des Rippenabstands und der Rippenhöhe nach [Rehm 1961, 1969; Choi et al. 2020]	238
A.5	Einfluss des Rippenabstands c auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, maximale Verbundspannung τ_{max} und Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 bei gleicher Rippenhöhe a_m (a-c) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (d-f) ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s \approx 14 \text{ mm}$, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\beta = 90^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]	239
A.6	Einfluss des Rippenabstands c auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ und maximale Verbundspannung τ_{max} bei gleicher Rippenhöhe a_m (a-b) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (c-d) ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 16$ bis 20 mm , $c_d = 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Metelli u. Plizzari 2014]	240
A.7	Einfluss des Rippenabstands c auf die maximale Verbundspannung τ_{max} bei gleicher Rippenhöhe a_m (a-b) und gleicher bezogener Rippenfläche f_R (c-d) ($f_c \approx 30 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 25 \text{ mm}$, $c_d \approx 2 \varnothing_s$, $l_b = 12 \varnothing_s$); Messdaten aus [Darwin u. Graham 1993]	241

A.8	Verhältnis lichter Rippenabstand c_{licht} zu Rippenhöhe a_m und Einfluss auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (a), maximale Verbundspannung τ_{max} (b) und Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 (c) bei gleicher Rippenhöhe a_m ; Messdaten aus [Rehm et al. 1970; Metelli u. Plizzari 2014]	242
A.9	Verhältnis lichter Rippenabstand c_{licht} zu Rippenhöhe a_m und Einfluss auf die maximale Verbundspannung τ_{max} ; Messdaten aus [Darwin u. Graham 1993] (a) und [Losberg u. Olsson 1979] (b)	242
A.10	Einfluss der Flankenneigung α auf die (a) Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, (b) maximale Verbundspannung τ_{max} und (c) Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s \approx 14 \text{ mm}$, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\beta = 90^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]	244
A.11	Einfluss der Rippenneigung β auf die (a) Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$, (b) maximale Verbundspannung τ_{max} und (c) Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 bei gleicher bezogener Rippenfläche f_R ($f_c \approx 45 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s \approx 14 \text{ mm}$, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\beta = 90^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]	245
A.12	Bezogene Rippenfläche f_R von Betonstahl mit sichelförmigen Rippen	246
A.13	Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (a), maximale Verbundspannung τ_{max} (b) und Schlupf am unbelasteten Stabende s_0 (c) bei unterschiedlicher Betondruckfestigkeit f_c ($\varnothing_s \approx 14 \text{ mm}$, $c_d \approx 6,5 \varnothing_s$, $l_b = 7 \varnothing_s$, $\alpha \geq 45^\circ$, $\beta \geq 70^\circ$); Messdaten aus [Rehm et al. 1970]	247
A.14	Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (a) und maximale Verbundspannung τ_{max} (b) bei unterschiedlicher Betondruckfestigkeit f_c ($\varnothing_s \approx 16 \text{ mm}$, $c_d \geq 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 10 \varnothing_s$); Messdaten aus [Martin u. Noakowski 1981]	248
A.15	Einfluss der bezogenen Rippenfläche f_R auf die Verbundspannung bei 0,1 mm Schlupf $\tau_{0,1}$ (a), maximale Verbundspannung τ_{max} und Verformungen an der Betonoberfläche w_{15} bei 15 N/mm^2 Verbundspannung für hochfesten Beton (HFB) und Normalbeton (NB) ($\varnothing_s \approx 12$ bis 20 mm , $c_d = 4,5 \varnothing_s$, $l_b = 5 \varnothing_s$); Messdaten aus [Metelli u. Plizzari 2014]	249
A.16	Einfluss der Rippenhöhe a_m (a), des Rippenabstands c (b) und der bezogenen Rippenfläche f_R (c) auf die bezogene Verbundfestigkeit in Ausziehversuchen und Balkenversuchen mit gleicher Verbundlänge; Messdaten aus [Losberg u. Olsson 1979]	250
A.17	Einfluss der Rippenhöhe a_m (a), des Rippenabstands c (b) und der bezogenen Rippenfläche f_R (c) auf die bezogene Verbundfestigkeit in Balkenendversuchen ($f_c \approx 30 \text{ N/mm}^2$, $\varnothing_s = 20 \text{ mm}$, $c_d \approx 2$ bis $3 \varnothing_s$, $l_b = 12 \varnothing_s$); Messdaten aus [Darwin u. Graham 1993]	250
B.1	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-1	254
B.2	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-1 (Stab 1)	255
B.3	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-1 (Stab 2)	256

B.4	V-S-Beziehung ZDK-1 ($x/\varnothing_s > 5$)	257
B.5	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	257
B.6	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-2	258
B.7	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-2 (Stab 1)	259
B.8	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-2 (Stab 2)	260
B.9	V-S-Beziehung ZDK-2 ($x/\varnothing_s > 5$)	261
B.10	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	261
B.11	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-3	262
B.12	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-3 (Stab 1)	263
B.13	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-3 (Stab 2)	264
B.14	V-S-Beziehung ZDK-3 ($x/\varnothing_s > 5$)	265
B.15	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	265
B.16	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-4	266
B.17	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-4 (Stab 1)	267
B.18	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-4 (Stab 2)	268
B.19	V-S-Beziehung ZDK-4 ($x/\varnothing_s > 5$)	269
B.20	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	269
B.21	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-5	270
B.22	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-5 (Stab 1)	271
B.23	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-5 (Stab 2)	272
B.24	V-S-Beziehung ZDK-5 ($x/\varnothing_s > 5$)	273
B.25	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	273
B.26	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-6	274
B.27	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-6 (Stab 1)	275
B.28	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-6 (Stab 2)	276
B.29	V-S-Beziehung ZDK-6 ($x/\varnothing_s > 5$)	277

B.30	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	277
B.31	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-7	278
B.32	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-7 (Stab 1)	279
B.33	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-7 (Stab 2)	280
B.34	V-S-Beziehung ZDK-7 ($x/\varnothing_s > 5$)	281
B.35	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	281
B.36	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-8	282
B.37	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-8 (Stab 1)	283
B.38	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-8 (Stab 2)	284
B.39	V-S-Beziehung ZDK-8 ($x/\varnothing_s > 5$)	285
B.40	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-9	286
B.41	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-9 (Stab 1)	287
B.42	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-9 (Stab 2)	288
B.43	V-S-Beziehung ZDK-9 ($x/\varnothing_s > 5$)	289
B.44	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	289
B.45	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-10	290
B.46	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-10 (Stab 1)	291
B.47	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-10 (Stab 2)	292
B.48	V-S-Beziehung ZDK-10 ($x/\varnothing_s > 5$)	293
B.49	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	293
B.50	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-11	294
B.51	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-11 (Stab 1)	295
B.52	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-11 (Stab 2)	296
B.53	V-S-Beziehung ZDK-11 ($x/\varnothing_s > 5$)	297
B.54	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s , Prüfkörperausschnitt unten)	297
B.55	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-12	298

B.56	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-12 (Stab 1)	299
B.57	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-12 (Stab 2)	300
B.58	V-S-Beziehung ZDK-12 ($x/\varnothing_s > 5$)	301
B.59	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	301
B.60	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-13	302
B.61	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-13 (Stab 1)	303
B.62	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-13 (Stab 2)	304
B.63	V-S-Beziehung ZDK-13 ($x/\varnothing_s > 5$)	305
B.64	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	305
B.65	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-14	306
B.66	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-14 (Stab 1)	307
B.67	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-14 (Stab 2)	308
B.68	V-S-Beziehung ZDK-14 ($x/\varnothing_s > 5$)	309
B.69	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	309
B.70	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-15	310
B.71	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-15 (Stab 1)	311
B.72	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-15 (Stab 2)	312
B.73	V-S-Beziehung ZDK-15 ($x/\varnothing_s > 5$)	313
B.74	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	313
B.75	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-16	314
B.76	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-16 (Stab 1)	315
B.77	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-16 (Stab 2)	316
B.78	V-S-Beziehung ZDK-16 ($x/\varnothing_s > 5$)	317
B.79	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	317
B.80	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-17	318

B.81	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-17 (Stab 1)	319
B.82	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-17 (Stab 2)	320
B.83	V-S-Beziehung ZDK-17 ($x/\varnothing_s > 5$)	321
B.84	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	321
B.85	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-18	322
B.86	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-18 (Stab 1)	323
B.87	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-18 (Stab 2)	324
B.88	V-S-Beziehung ZDK-18 ($x/\varnothing_s > 5$)	325
B.89	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	325
B.90	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-19	326
B.91	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-19 (Stab 1)	327
B.92	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-19 (Stab 2)	328
B.93	V-S-Beziehung ZDK-19 ($x/\varnothing_s > 5$)	329
B.94	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	329
B.95	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-20	330
B.96	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-20 (Stab 1)	331
B.97	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-20 (Stab 2)	332
B.98	V-S-Beziehung ZDK-20 ($x/\varnothing_s > 5$)	333
B.99	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	333
B.100	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-21	334
B.101	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-21 (Stab 1)	335
B.102	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-21 (Stab 2)	336
B.103	V-S-Beziehung ZDK-21 ($x/\varnothing_s > 5$)	337
B.104	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	337
B.105	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-22	338

B.106	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-22 (Stab 1)	339
B.107	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-22 (Stab 2)	340
B.108	V-S-Beziehung ZDK-22 ($x/\varnothing_s > 5$)	341
B.109	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	341
B.110	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch ZDK-23	342
B.111	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch ZDK-23 (Stab 1)	343
B.112	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuchs ZDK-23 (Stab 2)	344
B.113	V-S-Beziehung ZDK-23 ($x/\varnothing_s > 5$)	345
B.114	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	345
B.115	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-1	347
B.116	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-1	348
B.117	V-S-Beziehung VDK-1 ($x/\varnothing_s > 5$)	349
B.118	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	349
B.119	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-2	350
B.120	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-2	351
B.121	V-S-Beziehung VDK-2 ($x/\varnothing_s > 5$)	352
B.122	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	352
B.123	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-3	353
B.124	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-3	354
B.125	V-S-Beziehung VDK-3 ($x/\varnothing_s > 5$)	355
B.126	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	355
B.127	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-4	356
B.128	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-4	357
B.129	V-S-Beziehung VDK-4 ($x/\varnothing_s > 5$)	358
B.130	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	358
B.131	Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-4 (Stab 1)	359
B.132	Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-4 (Unterseite)	359

B.133	Verlauf von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ , Schlupf s und der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) von Versuchen VDK-1 bis VDK-4 mit variierter Verbundlänge	360
B.134	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-5	361
B.135	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-5	362
B.136	V-S-Beziehung VDK-5 ($x/\varnothing_s > 5$)	363
B.137	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	363
B.138	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-6	364
B.139	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-6	365
B.140	V-S-Beziehung VDK-6 ($x/\varnothing_s > 5$)	366
B.141	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	366
B.142	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-7	367
B.143	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-7	368
B.144	V-S-Beziehung VDK-7 ($x/\varnothing_s > 5$)	369
B.145	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	369
B.146	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-8	370
B.147	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-8	371
B.148	V-S-Beziehung VDK-8 ($x/\varnothing_s > 5$)	372
B.149	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	372
B.150	Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-8 (Stab 2)	373
B.151	Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-8 (Unterseite)	373
B.152	Verlauf von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ , Schlupf s und der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) von Versuchen VDK-5 bis VDK-8 mit variierter Verbundlänge	374
B.153	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-9	375
B.154	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-9	376
B.155	V-S-Beziehung VDK-9 ($x/\varnothing_s > 5$)	377
B.156	Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	377
B.157	Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-10	378
B.158	Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-10	379

B.159 V-S-Beziehung VDK-10 ($x/\varnothing_s > 5$)	380
B.160 Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	380
B.161 Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-11	381
B.162 Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-11	382
B.163 V-S-Beziehung VDK-11 ($x/\varnothing_s > 5$)	383
B.164 Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	383
B.165 Kraft-Zeit und Kraft-Weg Diagramm von Versuch VDK-12	384
B.166 Gemessene und berechnete Verläufe von Dehnung ε_s , Verbundspannung τ und Schlupf s von Versuch VDK-12	385
B.167 V-S-Beziehung VDK-12 ($x/\varnothing_s > 5$)	386
B.168 Darstellung der Hauptformänderungen in % aus DIC Messungen am Stab 1 bei unterschiedlichen Laststufen (Stahlspannung σ_s)	386
B.169 Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-12 (Stab 1)	387
B.170 Bruchbild nach Verankerungsversagen von Versuch VDK-12 (Unterseite)	387
B.171 Verlauf von Stahlspannung σ_s , Verbundspannung τ , Schlupf s und der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ($x/\varnothing_s > 5$) von Versuchen VDK-9 und VDK-12 mit variiertes Verbundlänge	388
B.172 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-1 (1) bis (3)	389
B.173 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-1 (4) bis (6)	390
B.174 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-1 (7) bis (8)	390
B.175 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-2 (1) bis (3)	391
B.176 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-2 (4) bis (6)	392
B.177 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-2 (7) bis (9)	392
B.178 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-3 (1) bis (3)	393
B.179 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-3 (4) bis (6)	394
B.180 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-3 (7) bis (9)	394
B.181 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-4 (1) bis (6)	395
B.182 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch POT-4 (7) bis (9)	396
B.183 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/1 (1) bis (3)	397
B.184 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/1 (4) bis (6)	398
B.185 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/1 (7) bis (8)	398
B.186 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/2 (1) bis (3)	399
B.187 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/2 (4) bis (6)	399
B.188 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/2 (7) bis (8)	400
B.189 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/3 (1) bis (3)	400
B.190 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/3 (4) bis (6)	401
B.191 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-1/3 (7) bis (8)	401
B.192 Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-2 (1) bis (3)	402

B.193	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-2 (4) bis (6)	403
B.194	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-2 (7) bis (8)	403
B.195	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-2 (9) bis (10)	404
B.196	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-3 (1) bis (3)	405
B.197	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-3 (4) bis (6)	405
B.198	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-3 (7) bis (8)	406
B.199	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-3 (9) bis (10)	406
B.200	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-4 (1) bis (3)	407
B.201	Mittlere V-S-Beziehung von Versuch KPOT-4 (4) bis (6)	408
D.1	Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Übergreifungsstöße	458
D.2	Nichtlineare Regressionsanalyse am Subdatensatz für Übergreifungsstöße mit Querbe- wehrung	459
D.3	Nichtlineare Regressionsanalyse am Subdatensatz für Übergreifungsstöße ohne Querbe- wehrung	460
D.4	Nichtlineare Regressionsanalyse am Datensatz für Verankerungen	461
D.5	Nichtlineare Regressionsanalyse am Subdatensatz für Übergreifungsstöße mit Querdruck	462
D.6	Nichtlineare Regressionsanalyse am Subdatensatz für Verankerungen ohne Querdruck .	463
D.7	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße (mit ge- schätztem mittleren Rissabstand $s_{r,m} = 1,7 \cdot l_t$)	464
D.8	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße (mit ge- schätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	465
D.9	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße, Übergrei- fungslänge $l_0 \geq 15\varnothing_s$ (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	466
D.10	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße mit Quer- bewehrung (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	467
D.11	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Übergreifungsstöße ohne Quer- bewehrung (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	468
D.12	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen (mit geschätz- tem mittleren Rissabstand $s_{r,m} = 1,7 \cdot l_t$)	469
D.13	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen (mit geschätz- tem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	470
D.14	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen, Verankerungs- länge $l_b \geq 10\varnothing_s$ (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	471
D.15	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen mit Querdruck (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	472
D.16	Erweitertes Verbundmodell bestimmt am Datensatz für Verankerungen ohne Querdruck (mit geschätztem Rissabstand $l_t \leq \hat{s}_r \leq 2 \cdot l_t$)	473

E.1	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen (Verhältnis $GZT/GZG = 1,45$)	476
E.2	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,45$) . . .	477
E.3	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$)	478
E.4	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$)	479
E.5	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen (Verhältnis $GZT/GZG = 1,75$)	480
E.6	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,75$) . . .	481
E.7	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen (Verhältnis $GZT/GZG = 2,0$)	482
E.8	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Übergreifungsstößen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestübergreifungslänge $l_{0,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 2,0$)	483
E.9	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$)	484
E.10	Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestverankerungslänge $l_{b,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$)	485

- E.11 Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$) 486
- E.12 Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestverankerungslänge $l_{b,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$) 487
- E.13 Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$) 488
- E.14 Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestverankerungslänge $l_{b,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$) 489
- E.15 Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$) 490
- E.16 Kombinatorische Parameterstudie („N-wise Testing“) mit Grenzwertbetrachtung zum Schlupf $s_{0,GZG}$ am unbelasteten Stabende im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Verankerungen bei Vorgabe einer Mindestbetonfestigkeit für große Stabdurchmesser und die Vergrößerung der Mindestverankerungslänge $l_{b,min}/\varnothing_s$ für die Verwendung von Betonen mit niedriger Festigkeit (Verhältnis $GZT/GZG = 1,6$, Querdruck $p = 0 \text{ N/mm}^2$) 491

Tabellenverzeichnis

2.1	Ansatzfunktionen für Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen bei Spaltversagen	17
2.2	Einflussfaktoren auf den Betonstahlverbund	21
2.3	Überblick über verschiedene Versuchskörper mit Anwendungsbereichen und Art der Beanspruchung, zusammengefasst nach [Rostásy u. Rohling 1984; Rostásy u. Scheuermann 1987]	22
2.4	Einfluss des Stabdurchmessers in Bemessungsmodellen aus der Literatur	30
2.5	Einfluss der Betonfestigkeit in Bemessungsmodellen aus der Literatur	34
2.6	Einfluss der Betondeckung in Bemessungsmodellen aus der Literatur	39
2.7	Einfluss der Querbewehrung in Bemessungsmodellen aus der Literatur	43
2.8	Einfluss der Verbundlänge in Bemessungsmodellen aus der Literatur	45
2.9	Einfluss der Stablage beim Betonieren in Bemessungsmodellen aus der Literatur	48
2.10	Einfluss von Querdruck in Bemessungsmodellen aus der Literatur	53
3.1	Herstellerangaben zu den mechanischen Eigenschaften des Bewehrungsstahls	86
3.2	Mechanische Eigenschaften des Bewehrungsstahls aus Zugversuchen	87
3.3	Abmessungen der Betonstahlrippen und Rechenwert der bezogenen Rippenfläche f_R . .	87
3.4	Betonzusammensetzung	88
3.5	Frischbetoneigenschaften	89
3.6	Versuchsprogramm der zentrischen Dehnkörper (ZDK)	91
3.7	Materialkennwerte des Betons der zentrischen Dehnkörperversuche	104
3.8	Versuchsprogramm der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben (VDK)	118
3.9	Materialkennwerte des Betons der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben	121
3.10	Ermittelte Prüfkraft der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben	122
3.11	Versuchsprogramm der RILEM-Ausziehversuche (POT)	128
3.12	Versuchsprogramm der konsolenförmigen Ausziehversuche (KPOT)	128
3.13	Materialkennwerte des Betons der RILEM-Ausziehversuche (POT) und konsolenförmigen Ausziehversuche (KPOT)	133
3.14	Einflüsse auf das Verbundtragverhalten ermittelt aus Dehnkörperversuchen (ZDK), konsolenförmigen Ausziehversuchen (KPOT) und RILEM-Ausziehversuchen (POT) . . .	145
4.1	Materialkennwerte des Betons der Dehnkörperversuche mit verankerten Stäben	160
4.2	Ergebnisse aus [Croppi et al. 2022] und Nachrechnung des Übergreifungsstoßversuchs . .	162
4.3	Versuchskonfiguration der Übergreifungsstoßversuche aus [Hegger et al. 2022]	163
4.4	Stahlspannung bei Versagen - Versuchsergebnisse aus [Hegger et al. 2022] und Berechnung	165

4.5	Rissabstände - Versuchsergebnisse aus [Hegger et al. 2022] und Berechnung	165
4.6	Versuchsergebnisse aus [Hegger et al. 2015] und Nachrechnung der Übergreifungsstoßversuche	166
4.7	Rissabstände - Versuchsergebnisse aus [Hegger et al. 2015] und Berechnung	167
5.1	Übersicht und Versuchsanzahl der Datensätze für Übergreifungsstöße und Verankerungen	170
5.2	Anzahl der Versuchsdaten des ursprünglichen und gefilterten Versuchsdatensatzes TUMBD	172
5.3	Statistik der Bemessungsmodelle [fib Model Code 2010; FprEN 1992-1-1; DIN EN 1992-1-1]	174
5.4	Schätzwerte für die optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_7 aus der nichtlinearen Regression	177
5.5	Statistik des optimierten Modells für Übergreifungsstöße	177
5.6	Schätzwerte für die optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_9 aus der nichtlinearen Regression	180
5.7	Statistik des optimierten Modells für Verankerungen	180
5.8	Schätzwerte für die optimierten Modellparameter χ_1 bis χ_9 aus der nichtlinearen Regressionsanalyse mit Berücksichtigung der Parameter Betondruckfestigkeit f_{cm} oder Betonzugfestigkeit f_{ctm}	185
5.9	Statistik des optimierten Modells für Übergreifungsstöße und Verankerungen mit Berücksichtigung der Parameter Betondruckfestigkeit f_{cm} oder Betonzugfestigkeit f_{ctm} . .	185
6.1	Statistik des erweiterten Verbundmodells für Übergreifungsstöße und Verankerungen . .	197
6.2	Statistik der berechneten Übergreifungsstoßversuche mit dem (a) erweiterten Verbundmodell und den Verbundmodellen aus der Literatur – (b) Kreller 1989, (c) Harajli et al. 2004, (d) fib Model Code 2010, (e) Coccia et al. 2015 und (f) Lin et al. 2019 . . .	201
6.3	Statistik der gemessenen und berechneten Rissbreiten	210

Literaturverzeichnis

- [Abdel-Kareem et al. 2014] ABDEL-KAREEM, A. H. ; ABOUSAFA, H. ; EL-HADIDI, O. S.: Effect of Transverse Reinforcement on the Behavior of Tension Lap Splice in High-Strength Reinforced Concrete Beams. (2014). – DOI 10.5281/zenodo.1336121. <http://dx.doi.org/10.5281/zenodo.1336121>
- [Abrams 1913] ABRAMS, D. A.: *Test of Bond Between Concrete and Steel (Bulletin No. 71)* / University of Illinois. 1913. – Forschungsbericht
- [Abrishami u. Mitchell 1996] ABRISHAMI, H. ; MITCHELL, D.: Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening. In: *ACI Structural Journal* 93 (1996), Nr. 6, S. 703–710. – DOI 10.14359/517. <http://dx.doi.org/10.14359/517>
- [ACI 318-19] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE: *ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, 2022. – DOI 10.14359/51716937. <http://dx.doi.org/10.14359/51716937>. – Norm
- [ACI 408] ACI COMMITTEE 408 (Hrsg.): *Tension Lap Splice Database: Stand 04-2021*. https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=408DB&Format=EXCEL&Language=English&Units=US_AND_METRIC, Abruf: 20.05.2024
- [Almusallam et al. 1996] ALMUSALLAM, A. A. ; AL-GAHTANI, A. S. ; AZIZ, A. R. ; RASHEEDUZZAFAR: Effect of Reinforcement Corrosion on Bond Strength. In: *Construction and Building Materials* 10 (1996), Nr. 2, S. 123–129. – DOI 10.1016/0950-0618(95)00077-1. – ISSN 09500618. [http://dx.doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00077-1](http://dx.doi.org/10.1016/0950-0618(95)00077-1)
- [Altowaiji et al. 1986] ALTOWAIJI, W. A. K. ; DARWIN, D. ; DONAHEY, R. C.: Bond of Reinforcement to Revibrated Concrete. In: *ACI Journal Proceedings* 83 (1986), Nr. 6, S. 1035–1042. – DOI 10.14359/1903. <http://dx.doi.org/10.14359/1903>
- [Alvarez 1998] ALVAREZ, M.: *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, ETH Zürich, Dissertation, 1998. – DOI 10.3929/ethz-a-002000033. <http://dx.doi.org/10.3929/ethz-a-002000033>
- [Amin 2009] AMIN, R. S.: *End Anchorage at Simple Supports in Reinforced Concrete*, Dissertation, 2009

- [Ammann et al. 1982] AMMANN, J. W. ; MÜHLEMATTER, M. ; BACHMANN, H.: *Zugversuche an Bewehrungs- und Spannstahl mit erhöhter Dehngeschwindigkeit* / ETH Zürich. <http://dx.doi.org/10.3929/ETHZ-A-000274739>. 1982. – Forschungsbericht
- [Auer 2015] AUER, M.: *Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung der Betonschädigung*. Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie, Dissertation, 2015. – DOI 10.5445/KSP/1000044866. <http://dx.doi.org/10.5445/KSP/1000044866>
- [Azizinamini et al. 1993] AZIZINAMINI, A. ; STARK, M. ; ROLLER, J. J. ; GHOSH, S. K.: Bond Performance of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete. In: *ACI Structural Journal* 90 (1993), Nr. 5. – DOI 10.14359/3951. <http://dx.doi.org/10.14359/3951>
- [Azizinamini et al. 1995] AZIZINAMINI, A. ; CHISALA, M. ; GHOSH, S. K.: Tension Development Length of Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete. In: *Engineering Structures* (1995), Nr. Vol. 17, Issue 7, S. pp. 476–540. – ISSN 01410296
- [Azizinamini et al. 1999] AZIZINAMINI, A. ; PAVEL, R. ; HATFIELD, E. ; GHOSH, S. K.: Behavior of Lap-Spliced Reinforcing Bars Embedded in High-Strength Concrete. In: *ACI Structural Journal* 96 (1999), Nr. 5, S. 826–835. – DOI 10.14359/737. <http://dx.doi.org/10.14359/737>
- [Bachmann 1993] BACHMANN, H.: *Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*, Universität Karlsruhe, Dissertation, 1993
- [Backhaus et al. 2015] BACKHAUS, K. ; ERICHSON, B. ; WEIBER, R.: *Fortgeschrittene Multivariate Analysemethoden*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2015. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-662-46087-0>. – ISBN 978–3–662–46086–3. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-662-46087-0>
- [Backhaus et al. 2021] BACKHAUS, K. ; ERICHSON, B. ; GENSLER, S. ; WEIBER, R. ; WEIBER, T.: *Multivariate Analysemethoden*. Wiesbaden : Springer Fachmedien Wiesbaden, 2021. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-32425-4>. – ISBN 978–3–658–32424–7. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-658-32425-4>
- [Bamonte u. Gambarova 2007] BAMONTE, P. F. ; GAMBAROVA, P. G.: High-Bond Bars in NSC and HPC: Study on Size Effect and on the Local Bond Stress-Slip Law. In: *Journal of Structural Engineering* 133 (2007), Nr. 2, S. 225–234. – DOI 10.1061/(ASCE)0733–9445(2007)133:2(225). – ISSN 0733–9445. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2007\)133:2\(225\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2007)133:2(225))
- [Basalt Fibertec 2021] BASALT FIBERTEC GMBH: *Technisches Datenblatt TDB*, 2021. – Technisches Datenblatt
- [Bashandy 2009] BASHANDY, T. R.: Evaluation of Bundled Bar Lap Splices. In: *ACI Structural Journal* 106 (2009), Nr. 2. – DOI 10.14359/56360. <http://dx.doi.org/10.14359/56360>
- [Batayneh 1993] BATAYNEH, M. K.: *The Effects of Lateral Compression on Bond Between Deformed Reinforcing Bars and Concrete*, Dissertation, 1993

- [Baus 1965] BAUS, R.: Proposition de détermination des longueurs pratiques d'ancrage à partir des contraintes de rupture d'adhérence données par le beam test. In: COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON (Hrsg.): *Aciers – Adhérence – Ancrages*, 1965, S. 106–121
- [Baus u. Claude 1968] BAUS, R. ; CLAUDE, G.: Essai de Synthèse Bibliographique des connaissances sur le mécanisme de l'adhérence et des ancrages. In: COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON (Hrsg.): *Aciers – Adhérence – Ancrages*. 1968, S. 135–213
- [Bazant u. Sener 1988] BAZANT, Z. P. ; SENER, S.: Size Effect in Pull-Out Tests. In: *ACI Materials Journal* (1988), Nr. 85-M38, S. 347–351
- [Bergner 1997] BERGNER, H.: *Rißbreitenbeschränkung zwangbeanspruchter Bauteile aus hochfestem Normalbeton: DAfStb-Heft 482: Zugl.: Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1995*. Berlin : Beuth, 1997 (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton). – ISBN 978-3-410-65682-1
- [Betzle 1981] BETZLE, M.: *Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Tragverhalten von Vollstößen bei Übergreifung von zugbeanspruchten Rippenstählen*, Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau, Dissertation, 1981
- [Bischoff u. Perry 1991] BISCHOFF, P. H. ; PERRY, S. H.: Compressive Behaviour of Concrete at High Strain Rates. In: *Materials and Structures* 24 (1991), Nr. 6, S. 425–450. – DOI 10.1007/BF02472016. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02472016>
- [Böttcher et al. 2003] BÖTTCHER, C. ; REININGHAUS, M. ; PEIL, U.: Einfluß der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf das mechanische Verhalten von unlegiertem Baustahl - Teil 1. In: *Stahlbau Vol. 72* (2003), Nr. Heft 11, S. 778–787
- [Bonzel et al. 1972] BONZEL, J. ; BUB, H. ; FUNK, P.: *Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen: DIN 1045: Band I DIN 1045 und zugehörige Normen*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1972
- [Brantschen et al. 2016] BRANTSCHEN, F. ; FARIA, D. ; FERNÁNDEZ RUIZ, M. ; MUTTONI, A.: Bond Behaviour of Straight, Hooked, U-Shaped and Headed Bars in Cracked Concrete. In: *Structural Concrete* 17 (2016), Nr. 5, S. 799–810. – DOI 10.1002/suco.201500199. – ISSN 14644177. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201500199>
- [Brantschen 2016] BRANTSCHEN, F.: *Influence of Bond and Anchorage Conditions of the Shear Reinforcement on the Punching Strength of RC Slabs*, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Dissertation, 2016
- [Brettmann et al. 1986] BRETTMANN, B. B. ; DARWIN, D. ; DONAHEY, R. C.: Bond of Reinforcement to Superplasticized Concrete. In: *ACI Journal Proceedings* 83 (1986), Nr. 1, S. 98–107. – DOI 10.14359/1743. <http://dx.doi.org/10.14359/1743>

- [Burkert et al. 2009] BURKERT, A. ; LEHMANN, J. ; EBELL, G. ; FRAUNHOFER IRB VERLAG (Hrsg.): *Korrosions- und Verbundverhalten verzinkter Betonstähle in Betonen mit chromatreduzierten Zementen: Abschlussbericht / Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung*. Stuttgart : Fraunhofer IRB Verlag, 2009 (Bauforschung T 3230). – Forschungsbericht. – ISBN 978-3-8167-8251-3
- [Burkhardt 2000] BURKHARDT, J.: *Zum Tragverhalten von Übergreifungsstößen in hochfestem Beton: Dissertation, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Instituts für Massivbau (IMB) der RWTH Aachen*. Bd. 10. Aachen, Germany, 2000. – ISBN ISBN 3-9804729-9-x
- [Cairns u. Jones 1995a] CAIRNS, J. ; JONES, K.: Influence of Rib Geometry on Strength of Lapped Joints: An Experimental and Analytical Study. In: *Magazine of Concrete Research* 47 (1995), Nr. 172, S. 253–262. – DOI 10.1680/mac.1995.47.172.253. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1995.47.172.253>
- [Cairns u. Jones 1995b] CAIRNS, J. ; JONES, K.: The Splitting Forces Generated by Bond. In: *Magazine of Concrete Research* 47 (1995), Nr. 171, S. 153–165. – DOI 10.1680/mac.1995.47.171.153. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1995.47.171.153>
- [Cairns 2014] CAIRNS, J.: Staggered Lap Joints for Tension Reinforcement. In: *Structural Concrete* 15 (2014), Nr. 1, S. 45–54. – DOI 10.1002/suco.201300041. – ISSN 14644177. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.201300041>
- [Cairns 2022] CAIRNS, J.: Top Cast Effect: Influence of Bond Length on Splitting Mode Failure. In: *Structural Concrete* 23 (2022), Nr. 5, S. 2696–2709. – DOI 10.1002/suco.202100376. – ISSN 14644177. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.202100376>
- [Cairns u. Suryanto 2022] CAIRNS, J. ; SURYANTO, B.: Do Design Codes Overestimate the Influence of Casting Position? In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 1052–1064
- [Camps et al. 2023] CAMPS, B. ; SCHMIDT, M. ; HEGGER, J.: Anchorages and Laps According to the Next-Generation Eurocode 2 - Overview and Comparison to Current Provisions. In: *Structural Concrete* 24 (2023), Nr. 6, S. 7043–7061. – DOI 10.1002/suco.202300167. – ISSN 14644177. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.202300167>
- [Canbay u. Frosch 2005] CANBAY, E. ; FROSCH, R. J.: Bond Strength of Lap-Spliced Bars. In: *ACI Structural Journal* 102 (2005), Nr. 4, S. 605–614. – DOI 10.14359/14565. <http://dx.doi.org/10.14359/14565>
- [Castel et al. 2006] CASTEL, A. ; VIDAL, T. ; VIRIYAMETANONT, K. ; FRANCOIS, R.: Effect of Reinforcing Bar Orientation and Location on Bond with Self-Consolidating Concrete. In: *ACI Structural Journal* 103 (2006), Nr. 4, S. 559–567. – DOI 10.14359/16432. <http://dx.doi.org/10.14359/16432>

- [Chamberlin 1956] CHAMBERLIN, S. J.: Spacing of Reinforcement in Beams. In: *ACI Journal Proceedings* 53 (1956), Nr. 7. – DOI 10.14359/11505. <http://dx.doi.org/10.14359/11505>
- [Chamberlin 1958] CHAMBERLIN, S. J.: Spacing of Spliced Bars in Beams. In: *ACI Journal Proceedings* 54 (1958), Nr. 2. – DOI 10.14359/11463. <http://dx.doi.org/10.14359/11463>
- [Chapman u. Shah 1987] CHAPMAN, R. A. ; SHAH, S. P.: Early-Age Bond Strength in Reinforced Concrete. In: *ACI Materials Journal* 84 (1987), Nr. 6, S. 501–510. – DOI 10.14359/2438. <http://dx.doi.org/10.14359/2438>
- [Chinn et al. 1955] CHINN, J. ; FERGUSON, P. M. ; THOMPSON, J. N.: Lapped Splices in Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Journal Proceedings* 52 (1955), Nr. 10. – DOI 10.14359/11597. <http://dx.doi.org/10.14359/11597>
- [Choi et al. 1990] CHOI, O. C. ; HADJE-GHAFFARI, H. ; DARWIN, D. ; MCCABE, S. L.: *Bond of Epoxy-Coated Reinforcement to Concrete: Bar Parameters: Report* / University of Kansas Center for Research. 1990. – Forschungsbericht
- [Choi et al. 2020] CHOI, O. C. ; YANG, S. Y. ; CHOI, H.: Splice Strength of Reinforcing Bars with High and Low Alternating Ribs. In: *ACI Structural Journal* 117 (2020), Nr. 5, S. 177–189. – DOI 10.14359/51724672. – ISSN 08893241. <http://dx.doi.org/10.14359/51724672>
- [Clark 1946] CLARK, A. P.: Comparative Bond Efficiency of Deformed Concrete Reinforcing Bars. In: *ACI Journal Proceedings* 43 (1946), Nr. 4, S. 381–400. – DOI 10.14359/8754. <http://dx.doi.org/10.14359/8754>
- [Clark 1949] CLARK, A. P.: Bond of Concrete to Reinforcing Bars. In: *ACI Journal Proceedings* 46 (1949), Nr. 11, S. 161–184. – DOI 10.14359/12050. <http://dx.doi.org/10.14359/12050>
- [Coccia et al. 2015] COCCIA, S. ; DI MAGGIO, E. ; RINALDI, Z.: Bond Slip Model in Cylindrical Reinforced Concrete Elements Confined with Stirrups. In: *International Journal of Advanced Structural Engineering* 7 (2015), Nr. 4, S. 365–375. – DOI 10.1007/s40091-015-0104-7. – ISSN 2008-3556. <http://dx.doi.org/10.1007/s40091-015-0104-7>
- [Cook 1977] COOK, R. D.: Detection of Influential Observation in Linear Regression. In: *Technometrics* 19 (1977), Nr. 1, S. 15. – DOI 10.2307/1268249. – ISSN 00401706. <http://dx.doi.org/10.2307/1268249>
- [Corres u. Muttoni 2022] CORRES, E. ; MUTTONI, A.: Long Anchorage Resistance of Reinforcement Bars Derived from Local Bond-Slip Relationships for Good and Poor Bond Conditions. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 207–217
- [Croppi et al. 2022] CROPPI, I. J. ; GENESIO, G. ; PICCININ, R. ; MARK, A. A. ; MARK, P.: Fiber Optic Sensing and Image Correlation in Post-Installed Lap Splices. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 711–723

- [Curbach 1987] CURBACH, M.: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Universität Karlsruhe (TH), Dissertation, 1987
- [Curbach et al. 2003] CURBACH, M. ; HARTZ, U. ; IVÁNYI, G. ; KÖNIG, G. ; ZILCH, K.: *Erläuterungen zu DIN 1045-1: 2. überarbeitete Auflage: DAfStb-Heft 525*. 1. Auflage. Beuth, 2003. – ISBN 978-3-410-65054-6. <http://gbv.ebib.com/patron/FullRecord.aspx?p=2033352>
- [Curione 1958] CURIONE, C.: Der Einfluß dynamischer Belastung auf Baukonstruktionen. In: *Ziviler Luftschutz* (1958), Nr. 2/3, S. 58–66
- [Darwin u. Graham 1993] DARWIN, D. ; GRAHAM, E. K.: Effect of Deformation Height and Spacing on Bond Strength of Reinforcing Bars. In: *ACI Structural Journal* (1993), Nr. 90, S. 646–657
- [Darwin et al. 1996] DARWIN, D. ; THOLEN, M. L. ; IDUN, E. K. ; ZUO, J.: Splice Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars. In: *ACI Structural Journal* 93 (1996), Nr. 1. – DOI 10.14359/9680. <http://dx.doi.org/10.14359/9680>
- [Das et al. 2022] DAS, A. ; BOSNJAK, J. ; SHARMA, A.: Experimental Investigations on Residual Bond Capacity of Concrete Exposed to Fire Considering Different Bonded Lengths and Position of Test Rebars. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 815–826
- [Desnerck et al. 2010] DESNERCK, P. ; SCHUTTER, G. de ; TAERWE, L.: Bond Behaviour of Reinforcing Bars in Self-Compacting Concrete: Experimental Determination by Using Beam Tests. In: *Materials and Structures* 43 (2010), Nr. S1, S. 53–62. – DOI 10.1617/s11527-010-9596-6. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-010-9596-6>
- [DeVries et al. 1991] DEVRIES, R. A. ; MOEHLE, J. P. ; HESTER, W.: *Lap Splice Strength of Plain and Epoxy-Coated Reinforcements: An Experimental Study Considering Concrete Strength, Casting Position, and Anti-Bleeding Additives: Report* / Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley. 1991 (PB91-164343). – Forschungsbericht
- [DIN EN 10080] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 10080:2005-08: Stahl für die Bewehrung von Beton - Schweißgeeigneter Betonstahl - Allgemeines; Deutsche Fassung EN 10080:2005*. Beuth Verlag GmbH, 2005. – DOI 10.31030/9541224. <http://dx.doi.org/10.31030/9541224>. – Norm
- [DIN 1045] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN 1045:1972-01: Beton- und Stahlbetonbau: Bemessung und Ausführung*, 1972. – Norm (zurückgezogen)
- [DIN 1045-1] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN 1045-1:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton: Teil 1: Bemessung und Konstruktion*. Beuth Verlag GmbH, August 2008. – Norm

- [DIN EN ISO 15630-1] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN ISO 15630-1:2019-05: Stahl für die Bewehrung und das Vorspannen von Beton - Prüfverfahren - Teil 1: Bewehrungsstäbe, Walzdraht und Draht (ISO 15630-1:2019); Deutsche Fassung EN ISO 15630-1:2019*. Beuth Verlag GmbH, 2019. – DOI 10.31030/2885797. <http://dx.doi.org/10.31030/2885797>. – Norm
- [DIN EN 1990] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 1990:2010-12: Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung: Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010*. Beuth, Dezember 2010. – Norm
- [DIN EN 1992-1-1] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau: Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*. Beuth, Januar 2011. – Norm
- [DIN EN 1992-1-1/NAD] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Beuth, April 2013. – Norm
- [DIN 488-1] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN 488-1:2009-08: Betonstahl - Teil 1: Stahlsorten, Eigenschaften, Kennzeichnung*. Beuth Verlag GmbH, 2009. – DOI 10.31030/1520610. <http://dx.doi.org/10.31030/1520610>. – Norm
- [DIN 488-2] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN 488-2:2009-08: Betonstahl - Teil 2: Betonstabstahl*. Beuth Verlag GmbH, 2009. – DOI 10.31030/1520611. <http://dx.doi.org/10.31030/1520611>. – Norm
- [DIN 488-3] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN 488-3:2009-08: Betonstahl - Teil 3: Betonstahl in Ringen, Bewehrungsdraht*. Beuth Verlag GmbH, 2009. – DOI 10.31030/1520612. <http://dx.doi.org/10.31030/1520612>. – Norm
- [DIN 488-6] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *DIN 488-6:2010-01: Betonstahl - Teil 6: Übereinstimmungsnachweis*. Beuth Verlag GmbH, 2010. – DOI 10.31030/1548520. <http://dx.doi.org/10.31030/1548520>. – Norm
- [Dörr 1975] DÖRR, K.: *Kraft- und Dehnungsverlauf von in Betonzyklindern zentrisch einbetonierten Bewehrungsstäben* / TH Darmstadt, Institut für Massivbau. 1975 (Heft 30). – Forschungsbericht
- [Dörr u. Mehlhorn 1979] DÖRR, K. ; MEHLHORN, G.: *Berechnung von Stahlbetonscheiben im Zustand II bei Annahme eines wirklichkeitsnahen Werkstoffverhaltens (Forschungsberichte aus dem Fachgebiet Massivbau Nr. 49)* / Technische Hochschule Darmstadt. Darmstadt, 1979. – Forschungsbericht
- [Donahey u. Darwin 1985] DONAHEY, R. C. ; DARWIN, D.: Bond of Top-Cast Bars in Bridge Decks. In: *ACI Journal Proceedings* 82 (1985), Nr. 1, S. 57–66. – DOI 10.14359/10315. <http://dx.doi.org/10.14359/10315>

- [Duda 1991] DUDA, H.: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung*. Bd. 419: *Bruchmechanisches Verhalten von Beton unter monotoner und zyklischer Zugbeanspruchung*. Berlin : Beuth, 1991. – ISBN 978–3–410–65619–7
- [Duden 2023] "Verbund" auf Duden online. <https://www.duden.de/node/193744/revision/1373241>, Abruf: 28.08.2023
- [E DIN 488-6] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG E.V.: *E DIN 488-6:2023-10: Betonstahl - Teil 6: Übereinstimmungsnachweis*. Beuth Verlag GmbH, 2023. – DOI 10.31030/3487928. <http://dx.doi.org/10.31030/3487928>. – Entwurf
- [Eligehausen 1979] ELIGEHAUSEN, R.: *Übergreifungsstöße zugbeanspruchter Rippenstäbe mit geraden Stabenden: DAfStb-Heft 301*. Ernst & Sohn, 1979. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-656>. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-656>
- [Eligehausen et al. 1983] ELIGEHAUSEN, R. ; POPOV, E. P. ; BERTERO, V. V.: *Local Bond Stress-Slip Relationships of Deformed Bars under Generalized Excitations / Universität Stuttgart*. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-415>. Universität Stuttgart, 1983. – Forschungsbericht
- [Eligehausen et al. 1989] ELIGEHAUSEN, R. ; KRELLER, H. ; LANGER, P. ; REHM, G. (Hrsg.): *Untersuchungen zum Verbundverhalten gerippter Bewehrungsstäbe bei praxisüblicher Betondeckung / Universität Stuttgart*. Stuttgart, 1989. – Forschungsbericht
- [Eligehausen et al. 1998] ELIGEHAUSEN, R. ; OZBOLT, J. ; MAYER, U.: *Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen bei nichtelastischen Stahldehnungen - Optimierung des Verbunds*. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 93 (1998), Nr. 2, S. 29–35. – DOI 10.1002/best.199800050. – ISSN 00059900. <http://dx.doi.org/10.1002/best.199800050>
- [Ferguson u. Thompson 1962] FERGUSON, P. M. ; THOMPSON, J. N.: *Development Length of High Strength Reinforcing Bars in Bond*. In: *ACI Journal Proceedings* 59 (1962), Nr. 7. – DOI 10.14359/7945. <http://dx.doi.org/10.14359/7945>
- [Ferguson u. Breen 1965] FERGUSON, P. M. ; BREEN, J. E.: *Lapped Splices For High Strength Reinforcing Bars*. In: *ACI Journal Proceedings* 62 (1965), Nr. 9. – DOI 10.14359/7738. <http://dx.doi.org/10.14359/7738>
- [fib Bulletin 10] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON: *fib Bulletin 10: Bond of Reinforcement in Concrete*. International Federation for Structural Concrete (fib), 2000. – Bericht
- [fib Model Code 1990] COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON: *Model Code 1990: CEB-FIP Model Code for Concrete Structures: Design Code*, 1991. – Richtlinie
- [fib Model Code 2010] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE: *Model Code 2010: fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, 2013. – DOI 10.1002/9783433604090. <http://dx.doi.org/10.1002/9783433604090>. – Richtlinie

- [fib Model Code 2020] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE: *Model Code 2020: fib Model Code for Concrete Structures 2020*, 2023. – Richtlinie
- [fib Bulletin 72] FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON: *fib Bulletin 72: Bond and Anchorage of Embedded Reinforcement: Background to the fib Model Code for Concrete Structures 2010*. International Federation for Structural Concrete (fib), 2014. – Bericht
- [fib TG2.5] *Splice Test Database: Stand 09-2005*. http://fibtg45.dii.unile.it/files%20scaricabili/Database_splicetest%20Stuttgart%20sept%202005.xls, Abruf: 19.05.2022
- [Fingerloos et al. 2020] FINGERLOOS, F. ; HEGGER, J. ; IGNATIADIS, A.: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2); 2. überarbeitete Auflage: DAfStb-Heft 600*. Beuth, 2020
- [Fischer 1966] FISCHER, P.: Einfluß von Probenlänge, Dehngeschwindigkeit und Drahtdurchmesser auf die Bruchlast und Bruchdehnung beim Zugversuch an Drähten. In: *Draht-Welt* 52 (1966), Nr. 2
- [Fischer 1993] FISCHER, A.: *Modelluntersuchungen zur Ermittlung des Rißabstandes dicker Bauteile aus Stahlbeton*. Düsseldorf, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1993
- [Fischer et al. 2019a] FISCHER, O. ; FRÖSE, J. ; MEYER, F. ; NIEDERMEIER, R.: *Untersuchungen zur Erhöhung der Eignung der statischen Belastungsversuche an Spanngliedern nach ETAG 013 zur Beurteilung der Brauchbarkeit hinsichtlich der Beständigkeit gegenüber statischer Last* / Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau. 2019 (P 52-5- 7.317-1991/16). – Forschungsbericht
- [Fischer et al. 2019b] FISCHER, O. ; THOMA, S. ; CREPAZ, S.: Distributed Fiber Optic Sensing for Crack Detection in Concrete Structures. In: *Civil Engineering Design* 1 (2019), Nr. 3-4, S. pp. 97–105. – DOI 10.1002/cend.201900008. – ISSN 2625–073X. <http://dx.doi.org/10.1002/cend.201900008>
- [Fischer et al. 2024] FISCHER, O. ; STALLER, L. ; FRÖSE, J.: *Untersuchung und Bewertung der Zulässigkeit bisheriger Verbundansätze für Betonstahl in Ringen (in Bearbeitung)* / Technische Universität München. 2024. – Forschungsbericht
- [FprEN 1992-1-1] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION: *FprEN 1992-1-1: Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General rules for buildings, bridges and civil engineering structures: Final Draft FprEN 1992-1-1*, April 2023. – Entwurf
- [Fröse u. Fischer 2022] FRÖSE, J. ; FISCHER, O.: Investigations on the Bond Behavior of Ribbed Reinforcing Bars with the Use of Fiber-Optic Strain Measurement. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 50–61

- [Fröse u. Fischer 2023a] FRÖSE, J. ; FISCHER, O.: Einfluss der Rippengeometrie auf den Verbund von Betonstahl aus Ringen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 118 (2023), Nr. 7, S. 504–512. – DOI 10.1002/best.202300022. – ISSN 0005–9900. <http://dx.doi.org/10.1002/best.202300022>
- [Fröse u. Fischer 2023b] FRÖSE, J. ; FISCHER, O.: Influence of Rib Geometry on the Bond Strength of Reinforcing Steel in Coils. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-031-32519-9_52. In: ILKI, A. (Hrsg.) ; ÇAVUNT, D. (Hrsg.) ; ÇAVUNT, Y. S. (Hrsg.): *Building for the Future: Durable, Sustainable, Resilient* Bd. 349. Cham : Springer Nature Switzerland, 2023. – DOI 10.1007/978-3-031-32519-9_52. – ISBN 978-3-031-32518-2, S. 536–545
- [Gambarova et al. 1989] GAMBAROVA, P. G. ; ROSATI, G. P. ; ZASSO, B.: Steel-to-Concrete Bond After Concrete Splitting: Test Results. In: *Materials and Structures* 22 (1989), Nr. 1, S. 35–47. – DOI 10.1007/BF02472693. – ISSN 0025–5432. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02472693>
- [Gambarova et al. 1992] GAMBAROVA, P. G. ; ROSATI, G. P. ; SHARIF, S. O.: Bond and Splitting in Reinforced Concrete. In: SKUDRA, A. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. 1992, S. 1–48 – 1–57
- [Gambarova u. Rosati 1996] GAMBAROVA, P. G. ; ROSATI, G.: Bond and Splitting in Reinforced Concrete: Test Results on Bar Pull-Out. In: *Materials and Structures* 29 (1996), Nr. 5, S. 267–276. – DOI 10.1007/BF02486361. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02486361>
- [Gambarova u. Rosati 1997] GAMBAROVA, P. G. ; ROSATI, G. P.: Bond and Splitting in Bar Pull-Out: Behavioural Laws and Concrete Cover Role. In: *Magazine of Concrete Research* 49 (1997), Nr. 179, S. 99–110. – DOI 10.1680/mac.1997.49.179.99. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1997.49.179.99>
- [Gambarova u. Muciaccia 2022] GAMBAROVA, P. G. ; MUCIACCIA, G.: Bond in RC Structures at High Temperature and in Fire: Lessons from the Past and Hot Issues Still Open to Investigation. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 790–802
- [Garcia et al. 2014] GARCIA, R. ; HELAL, Y. ; PILAKOUTAS, K. ; GUADAGNINI, M.: Bond Behaviour of Substandard Splices in RC Beams Externally Confined with CFRP. In: *Construction and Building Materials* 50 (2014), Nr. 4, S. 340–351. – DOI 10.1016/j.conbuildmat.2013.09.021. – ISSN 09500618. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.09.021>
- [Garcia et al. 2015] GARCIA, R. ; HELAL, Y. ; PILAKOUTAS, K. ; GUADAGNINI, M.: Bond Strength of Short Lap Splices in RC Beams Confined with Steel Stirrups or External CFRP. In: *Materials and Structures* 48 (2015), Nr. 1, S. 277–293. – DOI 10.1617/s11527-013-0183-5. <http://dx.doi.org/10.1617/s11527-013-0183-5>
- [Giaccio u. Giovambattista 1986] GIACCIO, G. ; GIOVAMBATTISTA, A.: Bleeding: Evaluation of its Effects on Concrete Behaviour. In: *Materials and Structures* 19 (1986), Nr. 4, S. 265–271. – DOI 10.1007/BF02472109. – ISSN 0025–5432. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02472109>

- [Gilbert u. Kilpatrick 2015] GILBERT, R. I. ; KILPATRICK, A. E.: The Strength and Ductility of Lapped Splices of Reinforcing Bars in Tension. In: *Australian Journal of Structural Engineering* 16 (2015), Nr. 1, S. 35–46
- [GOM 2018] GOM GMBH: *Grundlagen der digitalen Bildkorrelation und Dehnungsberechnung*, 2018. – Technical White Paper
- [GOM Correlate 2018] GOM GMBH: *GOM Correlate 2018: Hotfix 7, Rev. 120738*, 2019-08-23. – Software
- [Goto 1971] GOTO, Y.: Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. In: *ACI Journal Proceedings* (1971), Nr. 68 (26), S. 244–251
- [Goto u. Otsuka 1979] GOTO, Y. ; OTSUKA, K.: Studies on Internal Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* (1979), S. 159–166
- [Günther u. Mehlhorn 1990] GÜNTHER, G. ; MEHLHORN, G.: *Lokale Verbunduntersuchungen zwischen Stahl und Beton (Forschungsberichte aus dem Fachgebiet Massivbau) / Gesamthochschule Universität kassel*. 1990. – Forschungsbericht
- [Haavisto u. Laaksonen 2021] HAAVISTO, J. ; LAAKSONEN, A.: Test Results and Comparison to Code Equations on Lap Splice Strength of Reinforcement in RC beams. In: JÚLIO, E. (Hrsg.) ; VALENÇA, J. (Hrsg.) ; LOURO, A. S. (Hrsg.): *Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance*. 2021. – ISBN 978-2-940643-08-0, S. 887–896
- [Hamad 1995] HAMAD, B. S.: Bond Strength Improvement of Reinforcing Bars with Specially Designed Rib Geometries. In: *ACI Structural Journal* 92 (1995), Nr. 1. – DOI 10.14359/1464. <http://dx.doi.org/10.14359/1464>
- [Hamad u. Mansour 1996] HAMAD, B. S. ; MANSOUR, M. Y.: Bond Strength of Noncontact Tension Lap Splices. In: *ACI Structural Journal* 93 (1996), Nr. 3. – DOI 10.14359/9691. <http://dx.doi.org/10.14359/9691>
- [Hamad u. Itani 1998] HAMAD, B. S. ; ITANI, M. S.: Bond Strength of Reinforcement in High Performance Concrete: Role of Silica Fume, Casting Position and Superplasticizer Dosage. In: *ACI Materials Journal* 95 (1998), Nr. 5. – DOI 10.14359/392. <http://dx.doi.org/10.14359/392>
- [Hamad et al. 2001] HAMAD, B. S. ; HARAJLI, M. H. ; JUMAA, G.: Effect of Fiber Reinforcement on Bond Strength of Tension Lap Splices in High-Strength Concrete. In: *ACI Structural Journal* 98 (2001), Nr. 5. – DOI 10.14359/10617. – ISSN 08893241. <http://dx.doi.org/10.14359/10617>
- [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), Nr. 111, S. 67–78. – DOI 10.1680/mac.1980.32.111.67. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1980.32.111.67>

- [Hammer u. Dill 1958] HAMMER, J. G. ; DILL, A. F.: Festigkeit von Materialien unter dynamischen Belastungen. In: *Ziviler Luftschutz* (1958), Nr. Heft 2/3, S. 67 ff.
- [Harajli u. Salloukh 1997] HARAJLI, M. H. ; SALLOUKH, K. A.: Effect of Fibers on Development/Splice Strength of Reinforcing Bars in Tension. In: *ACI Materials Journal* 94 (1997), Nr. 4. – DOI 10.14359/315. – ISSN 0889–325X. <http://dx.doi.org/10.14359/315>
- [Harajli et al. 2002] HARAJLI, M. ; HAMAD, B. ; KARAM, K.: Bond-slip Response of Reinforcing Bars Embedded in Plain and Fiber Concrete. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 14 (2002), Nr. 6, S. 503–511. – DOI 10.1061/(ASCE)0899–1561(2002)14:6(503). – ISSN 0899–1561. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899–1561\(2002\)14:6\(503\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2002)14:6(503))
- [Harajli et al. 2004] HARAJLI, M. H. ; HAMAD, B. S. ; RTEIL, A. A.: Effect of Confinement on Bond Strength between Steel Bars and Concrete. In: *ACI Structural Journal* 101 (2004), Nr. 5. – DOI 10.14359/13381. – ISSN 08893241. <http://dx.doi.org/10.14359/13381>
- [Hartl 1983] HARTL, G.: Die Arbeitslinie "eingebetteter Stähle" unter Erst- und Kurzzeitbelastung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 78 (1983), Nr. 8, S. 221–224. – DOI 10.1002/best.198300370. – ISSN 0005–9900. <http://dx.doi.org/10.1002/best.198300370>
- [Hassan et al. 2010] HASSAN, A. A. A. ; HOSSAIN, K. M. A. ; LACHEMI, M.: Bond Strength of Deformed Bars in Large Reinforced Concrete Members Cast with Industrial Self-Consolidating Concrete Mixture. In: *Construction and Building Materials* 24 (2010), Nr. 4, S. 520–530. – DOI 10.1016/j.conbuildmat.2009.10.007. – ISSN 09500618. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2009.10.007>
- [Hayakawa u. Itoh 1982] HAYAKAWA, M. ; ITOH, Y.: A New Concrete Mixing Method for Improving Bond Mechanism. In: BARTOS, P. (Hrsg.): *Bond in concrete*. London : Applied Science Publishers, 1982. – ISBN 9780853341567, S. 282–288
- [Hegger et al. 2015] HEGGER, J. ; EMPELMANN, M. ; SCHNELL, J. ; SCHOENING, J. ; OETTEL, V. ; SCHÄFER, M.: *Weiterentwicklung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln bei großen Stabdurchmessern (>Ø 32mm, BSt500): Schlussbericht zum IGF-Vorhaben 16992N/1 / RWTH Aachen University*. 2015. – Forschungsbericht
- [Hegger et al. 2018] HEGGER, J. ; EMPELMANN, M. ; SCHNELL, J. ; SCHOENING, J. ; BREIT, F. ; HELD, F.: *Bemessungs- und Konstruktionsregeln bei großen Stabdurchmessern und hohen Bewehrungsgraden: Schlussbericht zum IGF-Vorhaben Nr. 18821 N / RWTH Aachen University*. 2018. (405/2018). – Forschungsbericht
- [Hegger u. Camps 2020] HEGGER, J. ; CAMPS, B.: *Überprüfung der Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße und Verankerungen (gerade Stäbe, Abbiegungen und Haken) nach dem Entwurf der zweiten Generation des Eurocode 2 / RWTH Aachen University*. Aachen, 2020 (Institutsbericht 431/2020). – Forschungsbericht

- [Hegger et al. 2021] HEGGER, J. ; SCHMIDT, P. ; CAMPS, B.: *Überprüfung der Bemessungsregeln für Übergreifungsstöße und Verankerungen (Schlaufen und Stäbe mit aufgestauchten Köpfen) nach dem Entwurf der zweiten Generation des Eurocode 2* / RWTH Aachen University. 2021. (Institutsbericht-Nr. 437/2020). – Forschungsbericht
- [Hegger u. Schmidt 2022] HEGGER, J. ; SCHMIDT, M.: Neue Nachweisformate in der 2. Generation von Eurocode 2. In: FISCHER, O. (Hrsg.): *26. Münchener Massivbau Seminar*. 2022, S. 7–19
- [Hegger et al. 2022] HEGGER, J. ; FISCHER, O. ; CAMPS, B. ; FRÖSE, J.: *Wirtschaftliche Bemessungsansätze für Betonstahlverbundverankerungen und Übergreifungsstöße auf der Grundlage von faseroptisch instrumentierten Bauteilversuchen: Schlussbericht zum IGF-Vorhaben Nr. 20443 N* / RWTH Aachen University / Technische Universität München. 2022. – Forschungsbericht
- [Helal et al. 2016] HELAL, Y. ; GARCIA, R. ; PILAKOUTAS, K. ; GUADAGNINI, M. ; HAJIRASOULIHA, I.: Bond of Substandard Laps in Reinforced Concrete Beams Retrofitted with Post-Tensioned Metal Straps. In: *ACI Structural Journal* 113 (2016), Nr. 6, S. 2611. – DOI 10.14359/51689021. – ISSN 08893241. <http://dx.doi.org/10.14359/51689021>
- [Hester et al. 1991] HESTER, C. J. ; SALAMIZAVAREGH, S. ; DARWIN, D. ; MCCABE, S. L.: *Bond of Epoxy-Coated Reinforcement to Concrete: Splices. Final Report* / University of Kansas. 1991. – Forschungsbericht
- [Hillerborg et al. 1976] HILLERBORG, A. ; MODÉER, M. ; PETERSSON, M.-E.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. In: *Cement and Concrete Research* (1976), Nr. 6, S. 773–782
- [Hjorth 1976] HJORTH, O. ; KORDINA, D.-I. K. (Hrsg.): *Ein Beitrag zur Frage der Festigkeiten und des Verbundverhaltens von Stahl und Beton bei hohen Beanspruchungsgeschwindigkeiten* / Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der Technischen Universität Braunschweig. 1976 (Heft 32). – Forschungsbericht
- [Hossain u. Lachemi 2008] HOSSAIN, K. M. A. ; LACHEMI, M.: Bond Behavior of Self-Consolidating Concrete with Mineral and Chemical Admixtures. In: *Journal of Structural Engineering* 20 (2008), Nr. 9, S. 608–616. – DOI 10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:9(608). [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2008\)20:9\(608\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:9(608))
- [Huismann 2010] HUISMANN, S.: *Materialverhalten von hochfestem Beton unter thermomechanischer Beanspruchung*. Wien, Technische Universität Wien, Dissertation, 2010
- [Hwang et al. 1994] HWANG, S. J. ; LEE, Y.-Y. ; LEE, C.-S.: Effect of Silica Fume on the Splice Strength of Deformed Bars of High-Performance Concrete. In: *ACI Structural Journal* 91 (1994), Nr. 3. – DOI 10.14359/4360. <http://dx.doi.org/10.14359/4360>
- [Hwang et al. 1996] HWANG, S.-J. ; LEU, Y.-R. ; HWANG, H.-L.: Tensile Bond Strengths of Deformed Bars of High-Strength Concrete. In: *ACI Structural Journal* 93 (1996), Nr. 1. – DOI 10.14359/9835. <http://dx.doi.org/10.14359/9835>

- [Hwang et al. 2022] HWANG, H.-J. ; YANG, F. ; MA, G.: Effect of Noncontact Lap Splices in Reinforced Concrete Beams. In: *ACI Structural Journal* 119 (2022), Nr. 2, S. 261. – DOI 10.14359/51734374. – ISSN 08893241. <http://dx.doi.org/10.14359/51734374>
- [Ichinose et al. 2004] ICHINOSE, T. ; KANAYAMA, Y. ; INOUE, Y. ; BOLANDER, J. E.: Size Effect on Bond Strength of Deformed Bars. In: *Construction and Building Materials* 18 (2004), Nr. 7, S. 549–558. – DOI 10.1016/j.conbuildmat.2004.03.014. – ISSN 09500618. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2004.03.014>
- [Idda 1999] IDDA, K.: *Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querkzug*. Karlsruhe, Universität Karlsruhe, Dissertation, 1999
- [Illich 2015] ILLICH, G. W.: *Ein Beitrag zur allgemeinen Beschreibung des Tragverhaltens von schlanken Betondruckgliedern*. Graz, Technischen Universität Graz, Dissertation, 2015
- [Janovic 1979] JANOVIC, K.: *Bericht über den neuen konsolenförmigen Ausziehkörper als Vorschlag für ein allgemeingültiges Verbundprüfverfahren* / Technische Universität München. München, 1979 (Bericht 1349). – Forschungsbericht
- [Jendele u. Cervenka 2006] JENDELE, L. ; CERVENKA, J.: Finite Element Modelling of Reinforcement with Bond. In: *Computers & Structures* 84 (2006), Nr. 28, S. 1780–1791. – DOI 10.1016/j.compstruc.2006.04.010. – ISSN 00457949. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruc.2006.04.010>
- [Jensen u. Brøndum-Nielsen 1982] JENSEN, J. H. ; BRØNDUM-NIELSEN, T.: *Forkammede armeringsstængers forankring specielt ved vederlag: Report* / Technical University of Denmark. 1982. – Forschungsbericht
- [Jimenez et al. 1979] JIMENEZ, R. ; WHITE, R. N. ; GERGELY, P.: Bond and Dowel Capacities of Reinforced Concrete. In: *ACI Journal Proceedings* 76 (1979), Nr. 1, S. 73–92. – DOI 10.14359/6937. <http://dx.doi.org/10.14359/6937>
- [Jirsa et al. 1982] JIRSA, J. O. ; BREEN, J. E. ; LUKE, J. J. ; HAMAD, B. S.: Effect of Casting Position on Bond. In: BARTOS, P. (Hrsg.): *Bond in concrete*. London : Applied Science Publishers, 1982. – ISBN 9780853341567, S. 300–307
- [Kabele et al. 2010] KABELE, P. ; CERVENKA, V. ; CERVENKA, J. ; CERVENKA CONSULTING E.R.O. (Hrsg.): *ATENA Program Documentation Part 3-1: Example Manual ATENA Engineering*. 2010
- [Kadoriku 1994] KADORIKU, J.: *The Dynamic Behavior of Lap Splices in High-Strength Reinforced Concrete Members*, Thesis, 1994
- [Kaku et al. 1988] KAKU, T. ; YAMADA, M. ; SHIBATA, M. TAKASHI, H.: Bond Splitting Strength of Simply Supported Reinforced Concrete Beams. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* 10 (1988), Nr. 171-176

- [Kaku et al. 1989] KAKU, T. ; YAMADA, M. ; GOURAKU, M.: Effect of Transverse Reinforcement on Bond Splitting Strength of Reinforced Concrete Beams. In: *Transactions of the Japan Concrete Institute* (1989), Nr. 11, S. 371–378
- [Kaku et al. 1992] KAKU, T. ; YAMADA, M. ; IIZUKA, S. ; ZHANG, J.: A Proposal of Bond Strength Equation for R.C. Members Including High Strength Concrete Level. In: SKUDRA, A. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. 1992, S. 4–1 – 4–10
- [Kankam 1997] KANKAM, C. K.: Relationship of Bond Stress, Steel Stress and Slip in Reinforced Concrete. In: *Journal of Structural Engineering* 123 (1997), Nr. 1, S. 79–85. – DOI 10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123%3A1(79). – ISSN 0733-9445. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1997\)123%3A1\(79\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1997)123%3A1(79))
- [Kemp u. Wilhelm 1979] KEMP, E. L. ; WILHELM, W. J.: Investigation of the Parameters Influencing Bond Cracking. In: *ACI Journal Proceedings* 76 (1979), Nr. 1, S. 47–71. – DOI 10.14359/6936. <http://dx.doi.org/10.14359/6936>
- [Keuser 1985] KEUSER, M.: *Verbundmodelle für nichtlineare Finite-Element-Berechnungen von Stahlbetonkonstruktionen*. Düsseldorf, Technische Hochschule Darmstadt, Dissertation, 1985
- [Khayat 1998] KHAYAT, K. H.: Use of Viscosity-Modifying Admixture to Reduce Top- Bar Effect of Anchored Bars Cast with Fluid Concrete. In: *ACI Materials Journal* 95 (1998), Nr. 2, S. 158–167. – DOI 10.14359/361. – ISSN 0889-325X. <http://dx.doi.org/10.14359/361>
- [Khayat u. Desnerck 2014] KHAYAT, K. H. ; DESNERCK, P.: Bond Properties of Self-Compacting Concrete. http://dx.doi.org/10.1007/978-3-319-03245-0_4. In: KHAYAT, K. H. (Hrsg.) ; SCHUTTER, G. de (Hrsg.): *Mechanical Properties of Self-Compacting Concrete* Bd. 14. Cham : Springer International Publishing, 2014. – DOI 10.1007/978-3-319-03245-0_4. – ISBN 978-3-319-03244-3, S. 95–139
- [Kilpatrick u. Gilbert 2012] KILPATRICK, A. ; GILBERT, R.: A Preliminary Investigation of the Strength and Ductility of Lapped Splices of Reinforcing Bars in Tension. <http://dx.doi.org/10.1201/b15320-53>. In: SONG, C. (Hrsg.): *From Materials to Structures: Advancement through Innovation*. CRC Press, 2012. – DOI 10.1201/b15320-53. – ISBN 978-0-415-63318-5, S. 305–311
- [Kimura u. Jirsa 1992] KIMURA, H. ; JIRSA, J. O.: Effects of Bar Deformation and Concrete Strength on Bond of Reinforcing Steel to Concrete. In: SKUDRA, A. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. 1992, S. 100–109
- [König u. Tue 1996] KÖNIG, G. ; TUE, N. V.: *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton*. Bd. 466: *Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90*. Berlin : Beuth, 1996. – ISBN 978-3-410-65666-1

- [Kraft 1988] KRAFT, D.: *A Software Package for Sequential Quadratic Programming: DFVLR-FB 88-28* / Deutsche Forschungs- und Versuchsanstalt für Luft- und Raumfahrt, Institut für Dynamik der Flugsysteme. 1988. – Forschungsbericht
- [Kreller 1989] KRELLER, H.: *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonstabtragwerken unter Last- und Zwangseinwirkung*, Universität Stuttgart, Dissertation, 1989
- [Krips 1985] KRIPS, M.: *Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton: Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt* / Technische Hochschule Darmstadt. 1985 (Heft 33). – Forschungsbericht
- [Kuuskoski 1950] KUUSKOSKI, 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* / VTT Technical Research Centre of Finland. Helsinki, 1950 (Report No. 19). – Forschungsbericht
- [Lakhani et al. 2022] LAKHANI, H. ; HOFMANN, J. ; AGGARWAL, J.: Evaluation of Pull-Out Capacity of Post-Installed Rebars During Fire: Sensitivity to Thermal Properties. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 815–826
- [Lemcherreq et al. 2022] LEMCHERREQ, Y. ; ZANUY, C. ; VOGEL, T. ; KAUFMANN, W.: Experimental Study on Bond Degradation in RC Tension Members Under Cyclic Loads. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 1013–1024
- [Lemcherreq 2023] LEMCHERREQ, Y.: *New Insights in Bond and Tension Stiffening of Reinforced Concrete Under Monotonic and High-Cyclic Loading*, ETH Zürich, Dissertation, 2023
- [Leonhardt 1957] LEONHARDT, F.: On the Need to Consider the Influence of Lateral Stresses on Bond. In: RILEM (Hrsg.): *Symposium on Bond and Crack Formation in Reinforced Concrete*. 1957, S. 29–34
- [Leonhardt u. Mönnig 1973] LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E.: *Vorlesungen über Massivbau: Erster Teil Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau*. Zweite Auflage. Berlin, Heidelberg and s.l. : Springer Berlin Heidelberg, 1973. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-662-07601-9>. – ISBN 978-3-662-07601-9. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-662-07601-9>
- [Lettow 2006] LETTOW, S.: *Ein Verbundelement für nichtlineare Finite-Elemente-Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße*, Dissertation, 2006. – DOI 10.18419/opus-233. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-233>
- [Li et al. 2023] LI, W. ; WU, Z. ; WANG, Y. ; CAO, Q.: Early-Age Bond Behavior of Deformed Bars in Concrete Subjected to Bilateral Pressures. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 35 (2023), Nr. 8. – DOI 10.1061/JMCEE7.MTENG-15179. <http://dx.doi.org/10.1061/JMCEE7.MTENG-15179>

- [Lin 2005] LIN, F.: *Materialmodelle und Querschnittsverhalten von Stahlbetonbauteilen unter extrem dynamischer Beanspruchung*, Ruhr-Universität Bochum, Dissertation, 2005
- [Lin et al. 2019] LIN, H. ; ZHAO, Y. ; OZBOLT, J. ; FENG, P. ; JIANG, C. ; ELIGEHAUSEN, R.: Analytical Model for the Bond Stress-Slip Relationship of Deformed Bars in Normal Strength Concrete. In: *Construction and Building Materials* 198 (2019), Nr. 106, S. 570–586. – DOI 10.1016/j.conbuildmat.2018.11.258. – ISSN 09500618. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.258>
- [Lindorf 2010] LINDORF, A.: Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung? In: *Beton- und Stahlbetonbau* 105 (2010), Nr. 1, S. 53–59. – DOI 10.1002/best.200900048. – ISSN 0005–9900. <http://dx.doi.org/10.1002/best.200900048>
- [Lindorf 2011] LINDORF, A.: *Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querzug*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2011
- [Losberg u. Olsson 1979] LOSBERG, A. ; OLSSON, P.-A.: Bond Failure of Deformed Reinforcing Bars Based on the Longitudinal Splitting Effect of the Bars. In: *ACI Journal Proceedings* (1979), Nr. 1, S. 5–18. – DOI 10.14359/6934. <http://dx.doi.org/10.14359/6934>
- [Luhmann 2018] LUHMANN, T.: *Nahbereichsphotogrammetrie: Grundlagen - Methoden - Beispiele*. 4., neu bearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin and Offenbach : Wichmann, 2018. – ISBN 978–3–87907–640–6. https://www.content-select.com/index.php?id=bib_view&ean=9783879076413
- [Maeda et al. 1995] MAEDA, M. ; OTANI, S. ; AOYAMA, H.: Effect of Confinement on Bond Splitting Behavior in Reinforced Concrete Beams. In: *Structural Engineering International* 5 (1995), Nr. 3, S. 166–171. – DOI 10.2749/101686695780601042. – ISSN 1016–8664. <http://dx.doi.org/10.2749/101686695780601042>
- [Mahrenholtz 2012] MAHRENHOLTZ, C.: *Seismic Bond Model for Concrete Reinforcement and the Application to Column-to-Foundation Connections*, Universität Stuttgart, Dissertation, 2012. – DOI 10.18419/opus-478. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-478>
- [Mainz 1993] MAINZ, J.: *Modellierung des Verbundtragverhaltens von Betonrippenstahl*, Technische Universität München, Dissertation, 1993
- [Malvar 1991] MALVAR, L. J.: *Bond of Reinforcement Under Controlled Confinement* / Naval Civil Engineering Laboratory Port Hueneme California. 1991 (N-1833). – Forschungsbericht
- [Malvar 1992] MALVAR, L. J.: Bond of Reinforcement Under Controlled Confinement. In: *ACI Materials Journal* 89 (1992), Nr. 6, S. 593–601. – DOI 10.14359/4039. <http://dx.doi.org/10.14359/4039>

- [Martin 1973] MARTIN, H.: *Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung: DAfStb-Heft 228: Zugl.: Technische Universität München, Dissertation, 1972.* Ernst & Sohn, 1973. – ISBN 3433006385
- [Martin et al. 1981] MARTIN, H. ; SCHIESSL, P. ; SCHWARZKOPF, M. ; INSTITUT FÜR BETONSTAHL UND STAHLBETONBAU E.V. (Hrsg.): *Optimierung der Rippenausbildung hochfester Betonstähle: Bericht zum Teilziel 1 /* Technische Universität München. 1981 (IBS Nr. 533/81). – Forschungsbericht
- [Martin u. Noakowski 1981] MARTIN, H. ; NOAKOWSKI, P.: Verbundverhalten von Betonstählen: Untersuchungen auf der Grundlage von Ausziehversuchen. In: DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (Hrsg.): *DAfStb-Heft 319.* Ernst & Sohn, 1981. – ISBN 3433009007, S. 99–175
- [Martin et al. 1983] MARTIN, H. ; SCHIESSL, P. ; SCHWARZKOPF, M. ; INSTITUT FÜR BETONSTAHL UND STAHLBETONBAU E.V. (Hrsg.): *Optimierung der Rippenausbildung hochfester Betonstähle /* Technische Universität München. 1983 (IBS Nr. 784/83). – Forschungsbericht
- [Martin 1984] MARTIN, H.: Einfluß der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstählen. In: ELIGEHAUSEN, R. (Hrsg.) ; RUSSWURM, D. (Hrsg.): *Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau.* Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 1984. – ISBN 3433010102, S. 161–166
- [Mathey u. Watstein 1961] MATHEY, R. G. ; WATSTEIN, D.: Investigation of Bond in Beam and Pull-Out Specimens with High-Yield -Strength Deformed Bars. In: *ACI Journal Proceedings* 57 (1961), Nr. 3. – DOI 10.14359/8058. <http://dx.doi.org/10.14359/8058>
- [Maurer u. Bettin 2020] MAURER, R. ; BETTIN, M. ; BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN (Hrsg.): *Übergreifungslängen von Betonstahlbewehrung: Maßgebende Einflussparameter in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit /* TU Dortmund, Lehrstuhl Betonbau. Bergisch Gladbach, 2020 (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau B 148). – Forschungsbericht
- [Mayer 2001] MAYER, U.: *Zum Einfluss der Oberflächengestalt von Rippenstählen auf das Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetonbauteilen.* Stuttgart, Universität Stuttgart, Dissertation, 2001
- [Mazumder 2014] MAZUMDER, M. H.: *The Anchorage of Deformed Bars in Reinforced Concrete Members Subjected to Bending,* UNSW Sydney, Dissertation, 2014. – DOI 10.26190/unsworks/17017. <http://dx.doi.org/10.26190/unsworks/17017>
- [McHenry u. Shideler 1956] MCHENRY, D. ; SHIDELER, J. J.: *Review of Data on Effect of Speed in Mechanical Testing of Concrete /* Portlant Cemenct Assosiation, Chicago, illinois. Portlant Cemenct Assosiation, Chicago, Illinois, 1956 (D 9). – Forschungsbericht
- [Menzel 1939] MENZEL, C. A.: Some Factors Influencing Results Of Pull-Out Bond Tests. In: *ACI Journal Proceedings* 35 (1939), Nr. 6, S. 517–542. – DOI 10.14359/8507. <http://dx.doi.org/10.14359/8507>

- [Metelli u. Plizzari 2014] METELLI, G. ; PLIZZARI, G. A.: Influence of the Relative Rib Area on Bond Behaviour. In: *Magazine of Concrete Research* 66 (2014), Nr. 6, S. 277–294. – DOI 10.1680/mac.13.00198. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.13.00198>
- [Metelli et al. 2023] METELLI, G. ; CAIRNS, J. ; PLIZZARI, G.: A New FIB Model Code Proposal for a Beam-End Type Bond Test. In: *Structural Concrete* (2023), S. 434. – DOI 10.1002/suco.202300124. – ISSN 14644177. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.202300124>
- [Micallef u. Vollum 2018] MICALLEF, M. ; VOLLUM, R. L.: The Behaviour of Long Tension Reinforcement Laps. In: *Magazine of Concrete Research* 70 (2018), Nr. 14, S. 739–755. – DOI 10.1680/jmacr.17.00285. <http://dx.doi.org/10.1680/jmacr.17.00285>
- [Minuth-Hadi 2018] MINUTH-HADI, F. J.: *Einfluss der Beanspruchungsgeschwindigkeit auf das Werkstoffverhalten von Baustahl*, Technische Universität Braunschweig, Dissertation, 2018
- [Mirza u. Houde 1979] MIRZA, S. M. ; HOUDE, J.: Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete. In: *ACI Journal Proceedings* 76 (1979), Nr. 1, S. 19–46. – DOI 10.14359/6935. – ISSN 0002-8061. <http://dx.doi.org/10.14359/6935>
- [Moccia et al. 2021] MOCCIA, F. ; FERNÁNDEZ RUIZ, M. ; METELLI, G. ; MUTTONI, A. ; PLIZZARI, G.: Casting Position Effects on Bond Performance of Reinforcement Bars. In: *Structural Concrete* 22 (2021), Nr. 3, S. 1612–1632. – DOI 10.1002/suco.202000572. – ISSN 14644177. <http://dx.doi.org/10.1002/suco.202000572>
- [Moccia et al. 2022] MOCCIA, F. ; METELLI, G. ; RUIZ, M. F. ; PLIZZARI, G. A.: Casting Position Effects on Bond Performance of Reinforcement Bars. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 26–37
- [Nagatomo u. Kaku 1992] NAGATOMO, K. ; KAKU, T.: Bond Behaviour of Deformed Bars Under Lateral Compressive and Tensile Stress. In: SKUDRA, A. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. 1992, S. 1–69 – 1–78
- [Navaratnarajah u. Speare 1986] NAVARATNARAJAH, V. ; SPEARE, P. R.: An Experimental Study of the Effects of Lateral Pressure on the Transfer Bond of Reinforcing Bars with Variable Cover. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* 81 (1986), Nr. 4, S. 697–715. – DOI 10.1680/iicep.1986.468. <http://dx.doi.org/10.1680/iicep.1986.468>
- [Nilson 1972] NILSON, A. H.: Internal Measurement of Bond Slip. In: *ACI Journal Proceedings* 69 (7) (1972)
- [Noghabai 1995] NOGHABAI, K.: Splitting of Concrete Covers: A Fracture Mechanics Approach. In: WITTMANN, F. H. (Hrsg.): *Fracture Mechanics of Concrete Structures*. 1995. – ISBN 3-905088-14-2, S. 1575–1584

- [Noghabai 1998] NOGHABAI, K.: *Effect of Tension Softening on the Performance of Concrete Structures: Experimental, Analytical and Computational Studies*. Schweden, Lulea University of Technology, Dissertation, 1998
- [Olsen 1990] OLSEN, N. H.: *The Strength of Overlapped Deformed Tensile Reinforcement Splices in High Strength Concrete*. Danmarks Tekniske Universitet, 1990. – ISBN 9788777400544
- [Olson et al. 2012] OLSON, B. ; HASHMI, I. ; MOLLOY, K. ; SHEHU, A.: Basin Hopping as a General and Versatile Optimization Framework for the Characterization of Biological Macromolecules. In: *Advances in Artificial Intelligence 2012* (2012), Nr. 28, S. 1–19. – DOI 10.1155/2012/674832. – ISSN 1687–7470. <http://dx.doi.org/10.1155/2012/674832>
- [Orangun et al. 1977] ORANGUN, C. ; JIRSA, J. ; BREEN, J.: A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices. In: *ACI Journal Proceedings* (1977), Nr. 74 (3), S. 114–122
- [Østergaard 2003] ØSTERGAARD, L.: *Early Age Fracture Mechanics and Cracking of Concrete: Experiments and Modelling*. Kopenhagen, Dänemark, Technical University of Denmark, Dissertation, 2003
- [Paschen et al. 1974] PASCHEN, H. ; STEINERT, J. ; HJORTH, O.: *Untersuchung über das Verbundverhalten von Betonstählen bei Kurzzeitbeanspruchung: Bericht über den Forschungsauftrag des Bundesministers für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau B II 9-81 07 05 - 135/1 (Nr. 8842/9051) / Technische Universität Braunschweig*. <http://dx.doi.org/10.24355/dbbs.084-201605301330-0>. 1974. – Forschungsbericht
- [Perry u. Jundi 1969] PERRY, E. S. ; JUNDI, N.: Pullout Bond Stress Distribution Under Static and Dynamic Repeated Loadings. In: *ACI Journal Proceedings* 66 (1969), Nr. 5. – DOI 10.14359/7364. <http://dx.doi.org/10.14359/7364>
- [Plizzari et al. 1998] PLIZZARI, G. A. ; DELDOSSI, M. A. ; MASSIMO, S.: Transverse Reinforcement Effects on Anchored Deformed Bars. In: *Magazine of Concrete Research* 50 (1998), Nr. 2, S. 161–177. – DOI 10.1680/mac.1998.50.2.161. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1998.50.2.161>
- [Quast 1981] QUAST, U.: Zur Mitwirkung des Betons in der Zugzone. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 76 (1981), Nr. 10, S. 247–250. – DOI 10.1002/best.198100440. – ISSN 00059900. <http://dx.doi.org/10.1002/best.198100440>
- [Rehm 1961] REHM, G.: *Über die Grundlagen des Verbundes zwischen Stahl und Beton: DAfStb-Heft 138*. Ernst & Sohn, 1961
- [Rehm 1969] REHM, G.: Kriterien zur Beurteilung von Bewehrungsstäben mit hochwertigem Verbund. In: *Stahlbetonbau - Berichte aus Forschung und Praxis - Festschrift Rüschi* (1969)
- [Rehm et al. 1970] REHM, G. ; MARTIN, H. ; NOAKOWSKI, P.: *Einfluß der Profilierung und des Betons auf die Verbundqualität von Stahl in Beton: Ausziehversuche an gefrästen Stählen / Technische Universität München*. 1970. – Forschungsbericht

- [Rehm u. Eligehausen 1977] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R.: Übergreifungsstöße von Rippenstäben unter schwellender Belastung. In: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* (1977), Nr. Heft 291. – DOI 10.18419/opus-436. – ISSN 34330081. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-436>
- [Rehm 1979] REHM, G.: Zur Frage der Prüfung und Bewertung des Verbundes zwischen Stahl und Beton von Betonrippenstäben. In: EIBL, J. (Hrsg.): *Forschungsbeiträge für die Baupraxis*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, 1979. – ISBN 3-433-00850-7, S. 101-114
- [Rehm et al. 1979] REHM, G. ; ELIGEHAUSEN, R. ; NEUBERT, B.: Erläuterung der Bewehrungsrichtlinie. In: DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (Hrsg.): *DAfStb-Heft 300*. Ernst & Sohn, 1979, S. 13-38
- [Reuter u. Eligehausen 1992] REUTER, M. ; ELIGEHAUSEN, R.: Einfluß der Lasteinleitung durch Befestigungen auf die Tragfähigkeit von Stahlbetonbauteilen. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-7895>. In: BUDELMANN, H. (Hrsg.): *Technologie und Anwendung der Baustoffe*. Berlin : Ernst Verl. für Architektur u. techn. Wiss, 1992. – DOI 10.18419/opus-7895. – ISBN 3-433-01242-3, S. 17-34
- [Reynolds u. Beeby 1982] REYNOLDS, G. C. ; BEEBY, A. W.: Bond Strength of Deformed Bars. In: BARTOS, P. (Hrsg.): *Bond in concrete*. London : Applied Science Publishers, 1982. – ISBN 9780853341567, S. 434-445
- [Rezansoff et al. 1992] REZANSOFF, T. ; KONKANKAR, U. S. ; FU, Y. C.: Confinement Limits for Tension Lap Splices Under Static Loading. In: *Canadian Journal of Civil Engineering* 19 (1992), Nr. 3, S. 447-453. – ISSN 0315-1468
- [Rezansoff et al. 1993] REZANSOFF, T. ; AKANNI, A. ; SPARLING, B.: Tensile Lap Splices Under Static Loading: A Review of the Proposed ACI 318 Code Provisions. In: *ACI Structural Journal* 90 (1993), Nr. 4. – DOI 10.14359/3979. <http://dx.doi.org/10.14359/3979>
- [RILEM 1970] RILEM/CEB/FIP COMITTEE: *Essais portant sur l'adhérence des armatures du béton: Quatre recommandations de la commission RILEM/CEB/FIP*, 1970. – DOI 10.1007/BF02478968. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02478968>. – Leitlinien
- [RILEM 1994] RILEM: *RILEM Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials*. E & FN Spon, 1994. – DOI 10.1201/9781482271362. <http://dx.doi.org/10.1201/9781482271362>. – Leitlinien
- [Ritter 2013] RITTER, L.: *Der Einfluss von Querkraft auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl*. Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2013
- [Robins u. Standish 1982a] ROBINS, P. J. ; STANDISH, I. G.: The Effect of Lateral Pressure on the Bond of Round Reinforcing Bars in Concrete. In: *International Journal of Adhesion and Adhesives* 2 (1982), Nr. 2, S. 129-133. – DOI 10.1016/0143-7496(82)90126-9. – ISSN 01437496. [http://dx.doi.org/10.1016/0143-7496\(82\)90126-9](http://dx.doi.org/10.1016/0143-7496(82)90126-9)

- [Robins u. Standish 1982b] ROBINS, P. J. ; STANDISH, I. G.: Effect of Lateral Pressure on Bond of Reinforcing Bars in Concrete. In: BARTOS, P. (Hrsg.): *Bond in concrete*. London : Applied Science Publishers, 1982. – ISBN 9780853341567, S. 262–272
- [Robins u. Standish 1984] ROBINS, P. J. ; STANDISH, I. G.: The Influence of Lateral Pressure Upon Anchorage Bond. In: *Magazine of Concrete Research* 36 (1984), Nr. 129, S. 195–202. – DOI 10.1680/mac.1984.36.129.195. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1984.36.129.195>
- [Rostásy u. Rohling 1984] ROSTÁSY, F. S. ; ROHLING, A.: *Konstruktives Stoffmodell des Verbundverhaltens von einbetoniertem Bewehrungsstahl (Literaturstudie): Arbeitsbericht II/1* / Technische Universität Braunschweig. 1984 (Ro 288/19-1). – Forschungsbericht
- [Rostásy u. Scheuermann 1987] ROSTÁSY, F. S. ; SCHEUERMAN, J.: Verbundverhalten einbetonierten Betonrippenstahls bei extrem tiefer Temperatur. In: DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (Hrsg.): *DAfStb-Heft 380*. Ernst & Sohn Verlag, 1987. – ISBN 978-3-410-65580-0, S. 43–105
- [Roš 1950] ROŠ, M.: *Die materialtechnischen Grundlagen und Probleme des Eisenbetons im Hinblick auf die zukünftige Gestaltung der Stahlbeton-Bauweise: Beilage zum XXXIX. Jahresbericht des Vereins schweizerischer Zement-, Kalk- und Gips-Fabrikanten / Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe - Zürich*. 1950 (Bericht Nr. 162). – Forschungsbericht
- [Rüsch 1951] RÜSCH, H.: Zur Frage der zulässigen Spannungen für die hochwertigen Betonstähle. In: *Betonstein-Zeitung* (1951), Nr. 10
- [Rulon et al. 2022] RULON, R. ; LEQUESNE, R. D. ; DARWIN, D. ; ANDRES, L.: Lap Splicing of Large High-Strength Steel Reinforcing Bars. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 542–553
- [Rußwurm 1993] RUSSWURM, D.: *Betonstähle für den Stahlbetonbau: Eigenschaften und Verwendung*. Wiesbaden : Bauverlag GmbH, 1993. – ISBN 978-3-7625-3001-5
- [Rußwurm u. Schäfer 2001] RUSSWURM, D. ; SCHÄFER, J.: Entwicklung der Betonstähle: Ein bewährter Verbund. In: *beton* (2001), Nr. 4/2001, S. 192–196
- [Scheibe et al. 2014] SCHEIBE, M. ; HUDE, F. ; HEGGER, J. ; SCHOENING, J.: *Hochfeste Bewehrung im Stahlbetonbau: Identifizierung von Anwendungsmöglichkeiten, Entwicklung von Bemessungsgrundlagen und Ermittlung des wirtschaftlichen Einsparpotentials*. Fraunhofer IRB-Verlag, 2014 (Forschungsinitiative Zukunft Bau). – ISBN 978-3-8167-9235-2
- [Schenkel 1998] SCHENKEL, M.: *Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung* / ETH Zürich. <http://dx.doi.org/10.3929/ethz-a-002000034>. ETH Zürich, 1998. – Forschungsbericht

- [Schlicke et al. 2022] SCHLICKE, D. ; KRENN, C. ; MAYER, M. ; BETSCHOGA, C.: FE-basierte Verifikation der Rissbreitenberechnung nach DAfStb-Heft 466. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 117 (2022), Nr. 9, S. 666–679. – DOI 10.1002/best.202200055. – ISSN 0005–9900. <http://dx.doi.org/10.1002/best.202200055>
- [Schmidt-Thrö u. Stöckl 1985] SCHMIDT-THRÖ, G. ; STÖCKL, S.: *Einfluß der Probekörperform und der Meßpunktanordnung auf die Ergebnisse von Ausziehversuchen* / Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau. 1985. – Forschungsbericht
- [Schmidt-Thrö 1987] SCHMIDT-THRÖ, G.: *Verbundverhalten von Rippenstählen in Beton unter besonderer Berücksichtigung einer einachsigen Querpressung*. München, Technische Universität München, Dissertation, 1987
- [Schmidt-Thrö et al. 1988] SCHMIDT-THRÖ, G. ; STÖCKL, S. ; KUPFER, H.: *Einfluß einer einachsigen Querpressung und der Verankerungslänge auf das Verbundverhalten von Rippenstählen im Beton* / Technische Universität München, Lehrstuhl für Massivbau. 1988 (DAfStb-Heft 389). – Forschungsbericht
- [Schöck 2023] SCHÖCK GMBH: *Combar Glasfaserverbundbewehrung: Technische Information - Oktober 2023*, 2023. – Technisches Datenblatt
- [Schoening 2018] SCHOENING, J.: *Anchorage and Laps in Reinforced Concrete Members Under Monotonic Loading*. Aachen, RWTH Aachen University, Dissertation, 2018. – DOI 10.18154/RWTH-2019-05631. <http://dx.doi.org/10.18154/RWTH-2019-05631>
- [Seliem et al. 2009] SELIEM, H. M. ; HOSNY, A. ; RIZKALLA, S. ; ZIA, P. ; BRIGGS, M. ; MILLER, S. ; DARWIN, D. ; BROWNING, J. ; GLASS, G. M. ; HOYT, K. ; DONNELLY, K. ; JIRSA, J. O.: Bond Characteristics of ASTM A1035 Steel Reinforcing Bars. In: *ACI Structural Journal* 106 (2009), Nr. 4. – DOI 10.14359/56619. <http://dx.doi.org/10.14359/56619>
- [SGL 2019] SGL CARBON GMBH: *Thermoflexible Carbon Fiber Rebar: Carbon Fiber Reinforced Thermoplastics for Concrete Reinforcement - R&D Materials - Preliminary Data Sheet*, 2019. – Technisches Datenblatt
- [Shima et al. 1987] SHIMA, H. ; CHOU, L.-L. ; OKAMURA, H.: Bond-Slip-Strain Relationship of Deformed Bars Embedded in Massive Concrete: Translation from Proceedings of JSCE, No. 378/V-6, Feb. 1987. In: *Concrete Library of JSCE No. 10* (1987), S. 79–94
- [Simons 2007] SIMONS, I. N.: *Verbundverhalten von eingemörtelten Bewehrungsstäben unter zyklischer Beanspruchung*, Universität Stuttgart, Dissertation, 2007. – DOI 10.18419/opus-261. <http://dx.doi.org/10.18419/opus-261>
- [Sippel 2003] SIPPEL, T. M.: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Bd. DAfStb-Heft 540: Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbetontragwerken unter Betriebsbelastung*. 1. Aufl. Berlin : Beuth, 2003. – ISBN 978–3–410–65740–8

- [Sippel u. Hofmann 2022] SIPPEL, T. M. ; HOFMANN, J.: The Beam-End Test for Evaluating the Bond Behavior of Reinforcing Steel in Concrete. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 528–540
- [Skorobogatov u. Edwards 1979] SKOROBOGATOV, S. M. ; EDWARDS, A. D.: The Influence of the Geometry of Deformed Steel Bars on Their Bond Strength in Concrete. In: *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* (1979), Nr. 67-2, S. 327–339. – DOI 10.1680/iicep.1979.2460. <http://dx.doi.org/10.1680/iicep.1979.2460>
- [Soretz u. Hölzenbein 1979] SORETZ, S. ; HÖLZENBEIN, H.: Influence of Rib Dimensions of Reinforcing Bars on Bond and Bendability. In: *ACI Journal Proceedings* (1979), Nr. 76, S. 111–127. – DOI 10.14359/6939. – ISSN 0002–8061. <http://dx.doi.org/10.14359/6939>
- [Soroushian u. Choi 1989] SOROUSHIAN, P. ; CHOI, K.-B.: Local Bond of Deformed Bars With Different Diameters in Confined Concrete. In: *ACI Structural Journal* (1989), Nr. 2, S. 217–222. – DOI 10.14359/2731. <http://dx.doi.org/10.14359/2731>
- [Soylev u. François 2003] SOYLEV, T. ; FRANÇOIS, R.: Quality of Steel-Concrete Interface and Corrosion of Reinforcing Steel. In: *Cement and Concrete Research* 33 (2003), Nr. 9, S. 1407–1415. – DOI 10.1016/S0008–8846(03)00087–5. [http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00087-5](http://dx.doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00087-5)
- [Steuck et al. 2008] STEUCK, K. ; EBERHARD, M. ; PANG, J. ; STANTON, J.: *Anchorage of Large-Diameter Reinforcing Bars Grouted into Ducts* / Washington State Transportation Center. 2008 (WA-RD 684.1). – Forschungsbericht
- [Stöckl et al. 1977] STÖCKL, S. ; MENNE, B. ; KUPFER, H.: *Versuche an zugbeanspruchten Übergreifungsstößen von Rippenstählen*. Berlin : Ernst, 1977
- [Suryanto et al. 2020] SURYANTO, B. ; AITKEN, M. ; CAIRNS, M.: *Influence of Casting Position on Anchorage Strength of Steel Reinforcement* / Heriot-Watt University. 2020. – Forschungsbericht
- [Tepfers 1973] TEPFERS, R.: *A Theory of Bond Applied to Overlapped Tensile Reinforcement Splices for Deformed Bars*. Göteborg, Chalmers Universtiy of Technology, Dissertation, 1973
- [Thompson et al. 1975] THOMPSON, M. A. ; JIRSA, J. O. ; BREEN, J. E. ; MEINHEIT, D. F.: *The Behavior of Multiple Lap Splices in Wide Sections: Research Report No. 154-1* / University of Texas, Center for Highway Research. 1975. – Forschungsbericht
- [Tonidis u. Shama 2022] TONIDIS, M. ; SHAMA, A.: Numerical Analysis of Beams with Lap Splices Under Cyclic Loads. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 883–893
- [Trunk 1999] TRUNK, B. G.: *Einfluss der Bauteilgrösse auf die Bruchenergie von Beton*, ETH Zürich, Dissertation, 1999. – DOI 10.3929/ethz-a-002053523. <http://dx.doi.org/10.3929/ethz-a-002053523>

- [Tue et al. 2023] TUE, N. V. ; HOFER, K. ; BETSCHOGA, C.: *Gutachterliche Stellungnahme City S-Bahn Berlin, S21, 1. BA-Trägerrost: Leistungspaket 7, Finite-Elemente-Berechnung* / KPH Leipzig / TU Graz. 2023. – Forschungsbericht
- [Ueda et al. 1986] UEDA, T. ; LIN, I. ; HAWKINS, N. M.: Beam Bar Anchorage in Exterior Column-Beam Connections. In: *ACI Journal Proceedings* 83 (1986), Nr. 3, S. 412–422. – DOI 10.14359/10442. <http://dx.doi.org/10.14359/10442>
- [Untrauer u. Henry 1965] UNTRAUER, R. E. ; HENRY, R. L.: Influence of Normal Pressure on Bond Strength. In: *ACI Journal Proceedings* 62 (1965), Nr. 5, S. 577–586. – DOI 10.14359/7711. <http://dx.doi.org/10.14359/7711>
- [Valcuende u. Parra 2009] VALCUENDE, M. ; PARRA, C.: Bond Behaviour of Reinforcement in Self-Compacting Concretes. In: *Construction and Building Materials* 23 (2009), Nr. 1, S. 162–170. – DOI 10.1016/j.conbuildmat.2008.01.007. – ISSN 09500618. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.01.007>
- [van der Veen 1990] VAN DER VEEN, C.: *Cryogenic Bond Stress-Slip Relationship*. Delft, Netherlands, Delft University of Technology, Dissertation, 1990
- [Vandewalle 1992] VANDEWALLE, L.: Theoretical Prediction of the Ultimate Bond Strength Between a Reinforcement Bar and Concrete. In: SKUDRA, A. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. 1992, S. 1–1 – 1–8
- [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), Nr. 134, S. 13–22. – DOI 10.1680/mac.1986.38.134.13. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1986.38.134.13>
- [Vivathanatepa et al. 1979] VIWATHANATEPA, S. ; POPOV, E. P. ; BERTERO, V. V.: *Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Blocks* / Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California. 1979 (UCB/EERC-79/22). – Forschungsbericht
- [Wahla et al. 1971] WAHLA, M. I. ; NILSON, N. R. S. ; H., A.: Direct Measurement of Bond-Slip in Reinforced Concrete. In: *Transactions of the ASAE* 14 (1971), Nr. 4, S. 762–767. – DOI 10.13031/2013.38385. <http://dx.doi.org/10.13031/2013.38385>
- [Walach 2019] WALACH, D.: The Effect of Aggregate Composition on Bond Between the Steel Reinforcement and Normal and High-Performance Concrete. In: *Materials Science and Engineering* (2019), Nr. 603, S. 042055. – DOI 10.1088/1757-899X/603/4/042055. <http://dx.doi.org/10.1088/1757-899X/603/4/042055>
- [Walker et al. 1997] WALKER, P. R. ; BATAYNEH, M. K. ; REGAN, P. E.: Bond Strength Tests on Deformed Reinforcement in Normal Weight Concrete. In: *Materials and Structures* 30 (1997), Nr. 7, S. 424–429. – DOI 10.1007/BF02498566. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02498566>

- [Walker et al. 1999] WALKER, P. R. ; BATAYNEH, M. K. ; REGAN, P. E.: Measured and Design Bond Strengths of Deformed Bars, Including the Effect of Lateral Compression. In: *Magazine of Concrete Research* 51 (1999), Nr. 1, S. 13–26. – DOI 10.1680/mac.1999.51.1.13. <http://dx.doi.org/10.1680/mac.1999.51.1.13>
- [Walraven 1981] WALRAVEN, J. C.: Fundamental Analysis of Aggregate Interlock. In: *Journal of the Structural Division* 107 (1981), Nr. 11, S. 2245–2270. – DOI 10.1061/JSDEAG.0005820. <http://dx.doi.org/10.1061/JSDEAG.0005820>
- [Watstein 1947] WATSTEIN, D.: Distribution of Bond Stress in Concrete Pull-Out Specimens. In: *ACI Journal Proceedings* 43 (1947), Nr. 5, S. 1041–1052. – DOI 10.14359/8773. <http://dx.doi.org/10.14359/8773>
- [Weber et al. 2022] WEBER, A. ; DITTMAR, J. ; MAHADIK, V.: Different Anchoring Concepts for GFRP Rebars and Anchors. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 105–117
- [Weitzmann u. Dening 1984] WEITZMANN, H. ; DENING, W.: Verbesserung der Werkstoffeigenschaften von Betonstählen durch Optimierung der Herstellbedingungen. In: ELIGEHAUSEN, R. (Hrsg.) ; RUSSWURM, D. (Hrsg.): *Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau*. Berlin : Ernst & Sohn Verlag, 1984. – ISBN 3433010102, S. 253–256
- [Welch u. Patten 1965] WELCH, G. B. ; PATTEN, B. J. F.: Bond Strength of Reinforcement Affected by Concrete Sedimentation. In: *ACI Journal Proceedings* 62 (1965), Nr. 2. – DOI 10.14359/7690. <http://dx.doi.org/10.14359/7690>
- [Wernisch 1937] WERNISCH, G. R.: Bond Studies Of different Types Of Reinforcing Bars. In: *ACI Journal Proceedings* 34 (1937), Nr. 11, S. 145–164. – DOI 10.14359/8446. <http://dx.doi.org/10.14359/8446>
- [Wildermuth 2013] WILDERMUTH, A.: *Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper: DAfStb-Heft 609*. 1. Auflage. Berlin : Beuth Verlag, 2013. – ISBN 978-3-410-65251-9
- [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. 3, S. 181–184. – DOI 10.1007/BF02472967. – ISSN 0025-5432. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02472967>
- [Windisch 2017] WINDISCH, A.: Crack Control: An Advanced Calculation Model - Part II: The Model. In: *Concrete Structures 2017* (2017), S. 40–47
- [Windisch 2021] WINDISCH, A.: The Tensile Strength: The Most Fundamental Mechanical Characteristics of Concrete. In: *Concrete Structures* 22 (2021), S. 1–4. – DOI 10.32970/CS.2021.1.1. <http://dx.doi.org/10.32970/CS.2021.1.1>

- [Wolinski et al. 1987] WOLINSKI, S. ; HORDIJK, D. ; REINHARDT, H. ; CORNELISSEN, H.: Influence of Aggregate Size on Fracture Mechanics Parameters of Concrete. In: *The international Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 9 (1987), Nr. 2, S. 95–103
- [WU-Richtlinie] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *DAfStb-Richtlinie: Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie)*. Beuth Verlag GmbH, 2017. – Technische Regel
- [Xu et al. 2012] XU, F. ; WU, Z. ; ZHENG, J. ; HU, Y. ; LI, Q.: Experimental Study on the Bond Behavior of Reinforcing Bars Embedded in Concrete Subjected to Lateral Pressure. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 24 (2012), Nr. 1, S. 125–133. – DOI 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000365. – ISSN 0899-1561. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0000365](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000365)
- [Zanuy 2022] ZANUY, C.: Fatigue Influence on the Bond Condition of Lapped Joints of Reinforced Concrete. In: HOFMANN, J. (Hrsg.) ; PLIZZARI, G. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. Universität Stuttgart, 2022, S. 860–871
- [Zekany et al. 1981] ZEKANY, A. J. ; NEUMANN, S. ; JIRSA, J. O. ; BREEN, J. E.: *The Influence of Shear on Lapped Splices in Reinforced Concrete: Report* / University of Texas at Austin. 1981. – Forschungsbericht
- [Zheng et al. 1999] ZHENG, S. ; HÄUSSLER-COMBE, U. ; EIBL, J.: New Approach to Strain Rate Sensitivity of Concrete in Compression. In: *Journal of Engineering Mechanics* 125 (1999), Nr. 12, S. 1403–1410. – DOI 10.1061/(ASCE)0733-9399(1999)125:12(1403). [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1999\)125:12\(1403\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1999)125:12(1403))
- [Zhiming u. Zhiman 1992] ZHIMING, T. ; ZHIMAN, Y.: Bond Behaviour of Deformed Bars in High Strength Concrete. In: SKUDRA, A. (Hrsg.): *Bond in Concrete*. 1992, S. 4–11 – 4–18
- [Zilch u. Zehetmaier 2010] ZILCH, K. ; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2010 (SpringerLink Bücher). <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0>. – ISBN 978-3-540-70637-3. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-70638-0>
- [Zobel 2017] ZOBEL, R.: *Verbundmodellierung von Beton- und Spannstahl unter Querkzug*. Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen and Technische Universität Dresden, Dissertation, 2017
- [Zuo u. Darwin 1998] ZUO, J. ; DARWIN, D.: *Bond Strength of High Relative Rib Area Reinforcing Bars*. 1998. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.2890.1845>. <http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.2890.1845>
- [Zuo u. Darwin 2000a] ZUO, J. ; DARWIN, D.: Splice Strength of Conventional and High Relative Rib Area Bars in Normal and High-Strength Concrete. In: *ACI Structural Journal* (2000), Nr. 97 (4), S. 630–641. – DOI 10.14359/7428. <http://dx.doi.org/10.14359/7428>

[Zuo u. Darwin 2000b] ZUO, J. ; DARWIN, D.: Bond Slip of High Relative Rib Area Bars under Cyclic Loading. In: *ACI Structural Journal* 97 (2000), Nr. 2. – DOI 10.14359/864. <http://dx.doi.org/10.14359/864>