

KARLSRUHER REIHE

Massivbau Baustofftechnologie Materialprüfung

HEFT 87

ROMAN SEDLMAIR

**Theoretische und praktische
Entwicklung einer aufgeklebten
CFK Stahlbetonverstärkung unter
Berücksichtigung der vollständigen
Kompatibilität zum Betonstahl**

Roman Sedlmair

**Theoretische und praktische Entwicklung
einer aufgeklebten CFK Stahlbetonverstärkung
unter Berücksichtigung der vollständigen
Kompatibilität zum Betonstahl**

Karlsruher Reihe

Massivbau
Baustofftechnologie
Materialprüfung

Heft 87

Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe

Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn
Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

Theoretische und praktische Entwicklung einer aufgeklebten CFK Stahlbetonverstär- kung unter Berücksichtigung der vollstän- digen Kompatibilität zum Betonstahl

von
Roman Sedlmair

Karlsruher Institut für Technologie
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie

Theoretische und praktische Entwicklung einer aufgeklebten
CFK Stahlbetonverstärkung unter Berücksichtigung der vollständigen
Kompatibilität zum Betonstahl

Zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs von der
KIT-Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften des Karls-
ruher Instituts für Technologie (KIT) genehmigte Dissertation

von Dipl.-Ing. Roman Sedlmair

Tag der mündlichen Prüfung: 17. Juli 2020
Referent: Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski
Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht

Impressum



Karlsruher Institut für Technologie (KIT)
KIT Scientific Publishing
Straße am Forum 2
D-76131 Karlsruhe

KIT Scientific Publishing is a registered trademark
of Karlsruhe Institute of Technology.
Reprint using the book cover is not allowed.

www.ksp.kit.edu



*This document – excluding the cover, pictures and graphs – is licensed
under a Creative Commons Attribution-Share Alike 4.0 International License
(CC BY-SA 4.0): <https://creativecommons.org/licenses/by-sa/4.0/deed.en>*



*The cover page is licensed under a Creative Commons
Attribution-No Derivatives 4.0 International License (CC BY-ND 4.0):
<https://creativecommons.org/licenses/by-nd/4.0/deed.en>*

Print on Demand 2021 – Gedruckt auf FSC-zertifiziertem Papier

ISSN 1869-912X
ISBN 978-3-7315-1048-2
DOI 10.5445/KSP/1000123335

“Conformity is the jailer of freedom and the enemy of growth.”

JOHN F. KENNEDY

Kurzfassung

Bauteile aus Stahl- oder Spannbeton zeigen oftmals Defizite oder Schäden, die zu der Notwendigkeit einer Verstärkungsmaßnahme führen. In diesem Fall ist die Verstärkung und Instandsetzung mit aufgeklebten CFK-Lamellen eine häufig angewandte Methode. Die CFK-Lamellen werden hierbei als ergänzendes Zugglied für ein Stahlbetonbauteil mit Klebstoff auf die entsprechende Oberfläche appliziert.

Als Klebstoff wird derzeit meist Epoxidharz verwendet, das sich durch hohe Festigkeits- und Steifigkeitswerte sowie gute Adhäsion auszeichnet. Dies resultiert in einem äußerst spröden Verbundverhalten der geklebten CFK-Lamellen. Bei Rissöffnung stellen sich am Rissufer Spannungskonzentrationen in der CFK-Lamelle ein – in Folge dessen kommt es zu einer Entlastung der einbetonierten und einer Überbelastung der aufgeklebten Bewehrung. Aufgrund der ungleichmäßigen Kraftaufteilung kann nicht von einem kompatiblen Verstärkungssystem gesprochen werden. Weiterhin führt die Verwendung des Epoxidharzes zu deutlichen Einschränkungen in der Anwendung solcher Verstärkungsmaßnahmen. Zu nennen sind hierbei vor allem die geringe Widerstandsfähigkeit gegen erhöhte Temperaturen und Ermüdungsbelastungen.

In dieser Arbeit wird diese Verstärkungsmethode grundlegend modifiziert. Das hierbei entwickelte und untersuchte Verstärkungssystem unterscheidet sich durch den verwendeten Klebstoff von den derzeit üblichen Systemen. Der auf Polyurethan-Basis hergestellte Klebstoff bildet eine deutlich weichere bzw. elastischere Klebschicht aus. Durch entsprechende Definition der Festigkeiten und Verformungsfähigkeiten der Klebschicht wird das Verbundverhalten der aufgeklebten dem der einbetonierten Bewehrung angenähert. Hierdurch ergibt sich über alle Beanspruchungszustände eine gleichmäßige Zugkraftaufteilung – durch die Angleichung der Verbundsteifigkeiten entsteht ein kompatibles Verstärkungssystem. Das System ist durch die Ausweitung des linear-elastischen Verbundverhaltens in der Lage, Ermüdungsbelastungen deutlich besser abzutragen. Durch die Formulierung des Klebstoffes auf Polyurethan-Basis werden weitere kritische Punkte wie Wärmebeständigkeit implizit verbessert.

Der Einfluss der Klebschichtsteifigkeit auf das Verbund- und Interaktionsverhalten der geklebten Bewehrung bzw. der beiden Bewehrungsstränge wird in dieser Arbeit zunächst numerisch untersucht. Hierzu werden Untersuchungen auf Verbund- und auf Bauteilebene durchgeführt.

Den Kern der Arbeit bilden die weiterhin durchgeführten experimentellen Untersuchungen auf Material-, Haftzug-, Verbund- und Bauteilebene. Auf Verbundebene wird im Rahmen von Endverankerungsversuchen systematisch der Einfluss der Klebschichtsteifigkeit und -geometrie auf das Verbundverhalten der geklebten Bewehrung untersucht. Die Ermittlung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung erfolgt durch die Verwendung faseroptischer Sensoren. Das Ergebnis ist ein eigener Verbundansatz, der die untersuchten Einflussfaktoren berücksichtigt. Auf Bauteilebene werden Vier- und Dreipunkt-Biegeversuche an verstärkten Stahlbetonbalken durchgeführt. Die verbesserte Interaktion der Bewehrungsstränge kann durch die Ermittlung der Verbundkoeffizienten der CFK-Lamelle gezeigt werden. Bei der Verwendung des neu entwickelten Klebstoffes wird eine Vereinfachung des Nachweisformates ermöglicht. Weiterhin ergeben sich positive Effekte wie gesteigerte Tragfähigkeit und Aufrechterhaltung des Verformungsvermögens bzw. der Duktilität.

Abstract

Components made of reinforced or pre-stressed concrete often show deficits or damage that lead to the necessity of a strengthening action. In this case, strengthening and repair with externally bonded (EB) CFRP strips is a frequently used method. This is executed by applying the CFRP strips with adhesive to the corresponding surface as a supplementary tension member for a reinforced concrete component.

Epoxy resin is currently the most commonly used adhesive, which is characterised by high strength and rigidity values and good adhesion. This results in an extremely brittle bond behaviour of the bonded CFRP strips. When the crack is opened, stress concentrations in the CFRP strip occur at the crack edge – this leads to a relief of the embedded and an overload of the EB reinforcement. Due to this uneven distribution of forces, it is not possible to speak of a compatible reinforcement system. Furthermore, the use of epoxy resin leads to significant restrictions in the application of such reinforcement actions. In particular, the low resistance to elevated temperatures and fatigue loads must be mentioned.

In this thesis this strengthening method is fundamentally modified. The reinforcement system developed and investigated here differs from the currently used systems by the used adhesive. The polyurethane-based adhesive forms a significantly softer or more elastic adhesive layer. By defining the strength and deformation properties of the adhesive layer accordingly, the bond stiffness of the EB reinforcement is approximated to that of the embedded reinforcement. This results in an even distribution of tensile forces over all stress conditions – the adjustment of the bond stiffness results in a compatible reinforcement system. By extending the linear-elastic bond behaviour, the system is able to bear fatigue loads much better. The formulation of the polyurethane-based adhesive implicitly improves other critical points such as heat resistance. The influence of the adhesive layer stiffness on the bond and interaction behaviour of the EB reinforcement or the two reinforcement strands is at first numerically investigated in this thesis. For this purpose, investigations are carried out on the bond and component level.

Furthermore, the core of the work is formed by the experimental investigations at the material level, on the pull-off strength and at bond or composite level. At the bond level, the influence of adhesive layer stiffness and geometry on the bond behaviour of the EB reinforcement is systematically investigated within the scope of end anchorage tests. The determination of the bond

stress-slip relationship is carried out by using fiberoptical sensors. The result is an own formulation of the bond stress-slip relationship, which takes into account the investigated influencing factors. At component level, four- and three-point bending tests are carried out on strengthened reinforced concrete beams. The improved interaction of the embedded and EB reinforcement can be shown by determining the bond coefficients of the CFRP strip. When using the newly developed adhesive, a simplification of the design is made possible. Furthermore, positive effects such as increased load-bearing capacity and maintenance of the deformability or ductility are achieved.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während der Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie am Karlsruher Institut für Technologie (KIT).

Herrn Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski gilt mein besonderer Dank für die Anregung zu dieser Arbeit, der steten Diskussionsbereitschaft während der Promotion und der Übernahme des Hauptreferates. Mein besonderer Dank gilt ebenso Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald Garrecht, der durch sein großes Interesse an der Arbeit, seine Vorschläge und Gespräche sowie der Übernahme des Koreferats maßgeblich am Gelingen beteiligt war. Bei den Herren Prof. Dr.-Ing. Frank Dehn, Prof. Dr.-Ing. Werner Wagner und Prof. Dr.-Ing. Peter Knödel möchte ich für das rege Interesse und die Bereitschaft in der Kommission mitzuwirken herzlich bedanken.

Herrn Dr. Steffen Wunderlich von der Firma KLEBCHEMIE M. G. Becker GmbH & Co KG, Herrn Dipl.-Ing. Manuel Steck der Firma Laumer Bautechnik GmbH sowie Herrn Giuseppe Mercorio M.Sc. der Firma Dr. Günther Kast GmbH & Co. Technische Gewebe Spezial-Fasererzeugnisse KG möchte ich für die angenehme Arbeitsatmosphäre und der sehr guten Zusammenarbeit im Rahmen des Forschungsprojektes danken. Den Leitern und insbesondere auch den Mitarbeitern der MPA Karlsruhe danke ich für die Unterstützung bei der Durchführung der experimentellen Untersuchungen.

Darüber hinaus möchte ich bei allen Kolleginnen und Kollegen des Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie für die gute fachliche Zusammenarbeit sowie den nicht immer nur fachlichen Austausch bedanken. Der größte Dank gebührt Dir lieber Bernhard. Durch Deine unermüdliche Freude am Diskutieren und Deine moralische Unterstützung hast Du einen wesentlichen Anteil zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen. Aber auch liebe Mareike und lieber Stephan – ihr drei seid mir echte Freunde geworden.

Für den privaten Rückhalt und die stete Unterstützung möchte ich mich bei meiner Familie besonders herzlich bedanken. Ohne sie wäre ein Gelingen dieser Arbeit nur schwer möglich gewesen.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	i
Abstract	iii
Vorwort	v
Abkürzungs- und Symbolverzeichnis	xi
1 Einleitung und Motivation	1
1.1 Motivation	1
1.2 Zielsetzung	2
1.3 Aufbau der Arbeit	2
2 Werkstoffe	5
2.1 Beton	5
2.1.1 Druckverhalten unter Kurzzeitbeanspruchung	6
2.1.2 Zugverhalten	7
2.1.3 Oberflächenzugfestigkeit	9
2.2 Betonstahl	10
2.3 Faserverbundwerkstoffe	11
2.3.1 Aufbau von Faserverbundwerkstoffen	11
2.3.2 Matrixwerkstoffe	12
2.3.3 Fasern	12
2.3.4 Gebräuchliche Typen	14
2.4 Klebschicht	16
2.4.1 Epoxidharzklebstoffe	18
2.4.2 Zweikomponenten-Polyurethanklebstoffe	18
2.4.3 Mechanische Eigenschaften	19
2.4.4 Thermomechanische Eigenschaften	25
2.4.5 Elastische Klebungen	26

3 Grundlagen des Verbund- und Bauteilverhaltens	29
3.1 Verbundverhalten einbetonierter Bewehrung	29
3.1.1 Bedeutung des Verbundes	29
3.1.2 Verbundmechanismen	32
3.1.3 Modellbildung - Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes	33
3.1.4 Versuche zum Verbundverhalten	35
3.1.5 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung	36
3.2 Verbundverhalten aufgeklebter Bewehrung	38
3.2.1 Bedeutung des Verbundes	38
3.2.2 Verbundmechanismen	39
3.2.3 Modellbildung - Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes	41
3.2.4 Versuche zum Verbundverhalten	42
3.2.5 Verbundansätze	45
3.2.6 Bilinearer Verbundansatz	46
3.2.7 Verhalten bei nicht ruhender Belastung	51
3.3 Bauteilverhalten - biegeverstärkte Stahlbetonbauteile	52
3.3.1 Versagensmechanismen und Tragverhalten	53
3.3.2 Rotationsfähigkeit	56
3.3.3 Verhalten bei nicht ruhender Belastung	57
3.4 Interaktion der Bewehrungselemente	58
3.4.1 Modellbildung	58
3.4.2 Untersuchungen zum Interaktionsverhalten	59
4 Grundidee der kompatiblen Verstärkung	63
4.1 Betrachtungen auf Verbundebene	63
4.2 Bisherige experimentelle Untersuchungen	66
4.3 Defizite der bestehenden Systeme	68
4.3.1 Zulässige Belastungsarten	68
4.3.2 Umwelteinfluss	68
4.3.3 Temperaturbereich	69
4.4 Anforderungen an die Klebschicht - Ideenskizze	69
5 Numerische Modellierung	71
5.1 Ziel der Modellierung	71
5.2 Modellierung Verbund Betonstahl - Beton	71
5.2.1 Validierung	72
5.3 Modellierung Verbund aufgeklebtes Textil - Beton	73

5.3.1	Validierung	74
5.4	Diskrete Rissmodellierung (DCM)	75
5.4.1	Kennwerte des implementierten Modells	75
5.4.2	Validierung DCM	77
5.5	Numerische Detailuntersuchungen auf Verbundebene	78
5.5.1	Endverankerung	79
5.5.2	ZRE mit Lamelle bewehrt	84
5.5.3	ZRE gemischt bewehrt	86
5.6	Numerische Untersuchungen auf Bauteilebene	89
5.6.1	Stahlbetonbalken	90
5.6.2	Verstärkter Stahlbetonbalken	92
5.7	Fazit der numerischen Untersuchungen	97
6	Eigene experimentelle Untersuchungen	99
6.1	Konzeption des Versuchsprogramms	99
6.2	Bezeichnungen	100
6.3	Messtechnik	101
6.3.1	Optische Messtechnik	101
6.3.2	Faseroptische Sensoren	102
6.4	Materialuntersuchungen	104
6.4.1	Beton	104
6.4.2	CFK – Zugversuche nach DIN EN 2561	106
6.4.3	Klebstoffuntersuchungen	109
6.5	Verbunduntersuchungen - Haftzug	110
6.5.1	Haftzug unter Normbedingungen	111
6.5.2	Haftzug unter Temperatureinfluss $T_{\text{Dauer,max}}$	112
6.5.3	Haftzug unter low-cycle fatigue	112
6.6	Verbunduntersuchungen - Endverankerung	114
6.6.1	Versuchsaufbau	114
6.6.2	Versuchsdurchführung	116
6.6.3	Vorgehen bei der Auswertung	117
6.6.4	Ergebnisse - Klebstoff K1e	119
6.6.5	Ergebnisse - Klebstoff K2e	125
6.6.6	Ergebnisse - Klebstoff K3e	128
6.6.7	Spannungsreduktion durch elastische Klebschichten	140
6.6.8	Fazit der Verbunduntersuchungen - Endverankerung	141

6.7	Bauteilversuche	142
6.7.1	Überblick über die Experimente	143
6.7.2	Versuchsdurchführung	145
6.7.3	Ergebnisse - Balkentyp B18	146
6.7.4	Ergebnisse - Balkentyp B19 im Vier-Punkt-Biegeversuch	150
6.7.5	Ergebnisse - Balken B19 im Drei-Punkt-Biegeversuch	158
6.8	Zusammenfassung der Ergebnisse und Folgerungen für die Bemessung	162
6.8.1	Grenzzustand der Tragfähigkeit	162
6.8.2	Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit	163
6.8.3	Ermüdungsbelastung	164
7	Zusammenfassung und Ausblick	167
A	Anhang	171
A.1	Zugprüfungen CFK-Lamellen	171
A.1.1	Normbedingungen	171
A.1.2	ph-Lagerung 13,7	172
A.2	Endverankerungsversuche	173
A.2.1	Versuchsreihe K1e-B1-C1	173
A.2.2	Versuchsreihe K2-Ie-B1-C1	173
A.2.3	Versuchsreihe K3e-B3-C1	174
A.2.4	Versuchsreihe K3e-B3-C2	175
A.3	Bewehrungspläne der Bauteilversuche	176
A.4	Rissbilder der Bauteilversuche	178
	Abbildungsverzeichnis	183
	Tabellenverzeichnis	189
	Literaturverzeichnis	191

Abkürzungs- und Symbolverzeichnis

kleine Lateinische Buchstaben

b	Breite
d	Klebschichtdicke
f	Textilspannung (numerisch)
k	Quotient, Konstante
l	Länge
s	Schlupf, Rissabstand
t	Dicke
u	Verformung
x	Komponente in x-Richtung, Laufkoordinate
y	Komponente in y-Richtung
z	Komponente in z-Richtung

Große Lateinische Buchstaben

A	Fläche
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
G	Bruchenergie, Schubmodul
G'	Speichermodul
G''	Verlustmodul
K	Komponente, Klebstoff
L	Lamelle
T	Temperatur
U	Umfang

kleine griechische Buchstaben

α	Konstante
β	Konstante

γ	Konstante
δ	Winkel
ε	Dehnung
η	Quotient
γ	Winkel
σ	Spannung
τ	Schub-/Verbundspannung
v	Schubverformung Klebschicht, Querdehnzahl

Große griechische Buchstaben

Δ	Differenz
----------	-----------

Symbole und Indizes

\varnothing	Durchmesser
a	Klebstoff/Klebschicht
b	Verbund (bond)
bf	Reibplateau Verbund Betonstahl
c	Beton (<i>concrete</i>)
$cube$	Würfel
f	Beton (bzgl. Bruchenergie Modus I)
F	Verbund (bzgl. Verbundbruchenergie Modus II)
g	Glasübergang
k	charakteristisch
L	Lamelle
$L1$	elastischer Grenzwert Lamelle
$L0$	Entkopplungswert Lamelle
m	Mittelwert (<i>mean</i>)
max	maximal
min	minimal
r	Riss
s	Stahl
sp	Spaltzug
$surf$	Oberfläche
t	Zug (<i>tension</i>) bzw. Einleitungslänge
u	Bruchzustand (<i>ultimate</i>)

y	Fließen (bswp. Betonstahl)
bspw.	beispielsweise
bzw.	beziehungsweise
CDP	<i>concrete damage plasticity</i>
CF	Carbonfaser
CFK	carbonfaserverstärkter Kunststoff
EP	Epoxidharz
FVW	Faserverbundwerkstoff
PUR	Polyurethan
RT	Raumtemperatur
<i>sheet</i>	Gelege
<i>SLST</i>	<i>single lap shear test</i> - Einzellaschenkörper Endverankerungsversuch
<i>STZ</i>	<i>stress transfer zone</i> - spannungsübertragende/aktive Verbundlänge
VS	Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

1 Einleitung und Motivation

1.1 Motivation

Die Verstärkung und Instandsetzung von Bauteilen aus Stahl- oder Spannbeton ist seit geraumer Zeit eine der maßgeblichen Herausforderungen beim Bauen im Bestand. Gründe hierfür lassen sich in der fehlerhaften oder unzureichenden Bemessung und Ausführung, Umnutzung und damit meist einer Erhöhung der einwirkenden Lasten oder außergewöhnlichen Beanspruchungen (Anprall, Erdbeben) finden. Ebenso zahlreich wie die Ursachen sind auch die entwickelten Verstärkungsmethoden, beispielsweise Spritzbetonergänzung, nachträgliche Vorspannung und andere.

Eine weitere, immer stärker aufkommende, Methode ist die Verstärkung mit carbonfaserverstärktem Kunststoff (CFK). Hierbei werden beispielsweise CFK-Lamellen als ergänzendes Zugglied für ein Stahlbetonbauteil mit Klebstoff auf die entsprechende Oberfläche appliziert. Aufgrund der einfachen Anwendbarkeit und ihrer hohen Zugfestigkeit bei gleichzeitig äußerst geringem Eigengewicht erfreut sich diese Methode einer immer größeren Beliebtheit. Als Klebstoff wird zurzeit meist Epoxidharz verwendet, das sich durch hohe Festigkeits- und Steifigkeitswerte sowie gute Adhäsion auszeichnet.

An der Tragweise der geklebten Bewehrung wird seit den 1960er Jahren intensiv geforscht. Der Verbund zwischen der aufgeklebten Bewehrung und dem Beton bestimmt grundlegend das Verformungsvermögen und Tragverhalten der verstärkten Biegebauteile. Die relativ geringe Oberflächenzugfestigkeit von Beton stellt hierbei den limitierenden Faktor dar. Das sich deutlich voneinander unterscheidende Verbundverhalten von aufgeklebter und einbetonierter Bewehrung führt zu ungleichmäßiger Zugkraftaufteilung und einem erheblichen Mehraufwand bei der Bemessung. Die zurzeit bauaufsichtlich zugelassenen Verfahren zur Verstärkung dürfen nur sehr begrenzt für dynamisch belastete Bauteile angewandt werden, da aufgrund von Ermüdungserscheinungen zahlreiche Schadensfälle aufgetreten sind. Im Anwendungsfall ist bei erhöhten Temperaturen ein Durchlaufen des Bereiches der Glasübergangstemperatur als realistisch einzustufen. Hieraus resultiert ein Erweichen der Klebschicht bis hin zum kompletten Festigkeitsverlust. Somit ist lediglich eine geringe Widerstandsfähigkeit der Verstärkungssysteme gegenüber Wärmeeinwirkung gegeben.

1.2 Zielsetzung

Im Rahmen dieser Arbeit soll diese Verstärkungsmethode grundlegend modifiziert werden. Motivation ist das äußerst spröde Verbundverhalten der geklebten CFK-Lamellen, das maßgeblich auf den mechanischen Eigenschaften des verwendeten Epoxidharzes bzw. dessen ungenügender Verformungsfähigkeit beruht. Ziel ist es, einen Klebstoff zu finden, der eine deutlich weichere bzw. elastischere Klebschicht bildet. Durch entsprechende Definition der Festigkeiten und Verformungsfähigkeiten der Klebschicht wird das Verbundverhalten der aufgeklebten dem der einbetonierten Bewehrung angenähert.

Hierdurch ergibt sich über alle Beanspruchungszustände eine gleichmäßige Zugkraftaufteilung und darüber hinaus eine deutliche Schubspannungsreduktion in der Verbundschicht der aufgeklebten Bewehrung. Bei Rissöffnung erfolgt somit eine verzögerte Verbundschädigung, die vor allem im Bereich der Gebrauchslasten von Bedeutung ist. Allgemein gesprochen verteilen sich die über den Klebeverbund in den Beton einzuleitenden Kräfte auf eine größere Fläche und durch die Angleichung der Verbundsteifigkeiten entsteht ein kompatibles Verstärkungssystem. Das System ist durch die Ausweitung des linear-elastischen Verbundverhaltens in der Lage, Ermüdungsbelastungen deutlich besser abzutragen. Durch die Formulierung des Klebstoffes auf Polyurethan-Basis werden weitere kritische Punkte wie Wärmebeständigkeit implizit verbessert.

1.3 Aufbau der Arbeit

In den beiden folgenden Kapiteln werden zuerst die Grundlagen des Werkstoffverhaltens aller später im Experiment beteiligten Materialien dargestellt. Anschließend erfolgt die Erläuterung des Verbundverhaltens der jeweiligen Fügepartner sowie das sich hieraus ergebende Bauteilverhalten biegeverstärkter Stahlbetonbauteile. Bei den derzeit üblichen Systemen ergibt sich durch das stark voneinander abweichende Verbundverhalten der beiden Bewehrungsstränge die Notwendigkeit der genauen Betrachtung des Interaktionsverhaltens vor allem im Bereich der Gebrauchstauglichkeit. Ein weiterer Fokus der Betrachtungen liegt auf dem Einfluss der mechanischen und geometrischen Eigenschaften elastischer, verformungsfreudiger Klebschichten auf das spätere Verbundverhalten der Fügepartner CFK-Lamelle und Beton. Diese bilden die Grundlage für die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Verstärkungsmethode.

Aufbauend auf diesen Erläuterungen, wird im vierten Kapitel die Grundidee der kompatiblen Verstärkung vorgestellt. Hierbei werden zuerst Betrachtungen auf Verbundebene geführt und zur Thematik passende, experimentelle Untersuchungen aus der Literatur vorgestellt. Aufbauend auf den Defiziten der derzeit üblichen Systeme, werden im Anschluss die Anforde-

rungen an die hier entwickelte Verstärkungsmethode bzw. der Klebschicht im Rahmen einer Ideenskizze dargestellt.

Im fünften Kapitel wird die Effektivität der im vorangegangenen Abschnitt entwickelten kompatiblen Verstärkungsmethode auf Verbund- und Bauteilebene im Rahmen von numerischen Untersuchungen illustriert. Die Bewehrungsstränge werden hierbei diskret modelliert und deren Verbundverhalten über kohäsive Elemente abgebildet. Um das Verhalten biegeverstärkter Stahlbetonbauteile realitätsnah abzubilden, wird ein diskreter Modellierungsansatz zur Rissbildung verwendet. Die numerischen Untersuchungen konzentrieren sich auf das globale Verformungsverhalten, die Auswirkungen des Verbundes der aufgeklebten Bewehrungselemente auf das Interaktionsverhalten der beiden Bewehrungsstränge und das Schubspannungsniveau über die gesamte Bauteillänge bei Gebrauchslast.

Das Verbund- und Bauteilverhalten verstärkter Biegebauteile wird im sechsten Kapitel experimentell untersucht. Hierbei wird besonders auf den Einfluss der Geometrie sowie der mechanischen Eigenschaften der Klebschicht auf das Verbundverhalten eingegangen. Die Untersuchung erfolgt im Rahmen von Endverankerungsversuchen auf unbewehrten Betonkörpern, welche die Situation am Einzelriss idealisieren. Zur Dehnungsmessung im aufgeklebten Bewehrungselement kommen hierbei faseroptische Sensoren zum Einsatz. Durch kontinuierliche Dehnungsmessung ist es möglich, eine Verknüpfung zwischen übertragbarer Spannung und entsprechender Relativverformung der Fügepartner zu ermitteln. Die Übertragbarkeit der in den Verbundversuchen erlangten Erkenntnisse auf das Bauteilverhalten wird im Rahmen von Drei- und Vier-Punkt-Biegeversuchen an verstärkten Stahlbetonbalken mit einer Länge von 6,50 m realitätsnah demonstriert. Neben den Bruchlasten und der Verformungs- bzw. Rotationsfähigkeit liegt der Fokus hierbei auf der Beurteilung der Interaktion durch die Ermittlung der Verbundkoeffizienten über die gesamte Bauteillänge. Die Arbeit schließt mit einer Zusammenfassung sowie den wichtigen Folgerungen für die Bemessung verstärkter Stahlbetonbauteile, bei denen zur Applikation der externen Bewehrung eine elastische (weiche) Klebschicht zur Anwendung kommt.

2 Werkstoffe

In diesem Kapitel werden zunächst die mechanischen Eigenschaften der Werkstoffe erläutert, um die im Kapitel 3 erläuterten Verbundmechanismen der Fügepartner nachvollziehen zu können. Unter dem Begriff *Werkstoff* sind im Allgemeinen Materialien zusammengefasst, die für technische Zwecke genutzt werden. Hierbei wird zwischen natürlichen (wie Holz) oder künstlich hergestellten Werkstoffen unterschieden. Welcher Werkstoff wann zum Einsatz kommt, ergibt sich je nach Anwendungsfall; man versucht immer das optimale Material für den Einsatzzweck zu wählen. Unterteilt werden Werkstoffe meist hinsichtlich ihrer *mechanischen Eigenschaften*.

2.1 Beton

Beton zählt aus vielerlei Gründen seit geraumer Zeit zu den wichtigsten Konstruktionswerkstoffen im Bauwesen. Neben der individuellen Formbarkeit sind vor allem die Dauerhaftigkeit, Dichtigkeit und die Steuerungsmöglichkeit der Frisch- und Festbetoneigenschaften nur einige der wichtigsten Vorteile dieses Werkstoffes. Das Mischungsverhältnis der drei Hauptbestandteile Gesteinskörnung, hydraulischem Bindemittel (Zement) und Wasser sowie deren Eigenschaften bestimmen maßgeblich die mechanischen Eigenschaften dieses heterogenen Materials. Bei der Betrachtung und Definition haben sich hierbei aufgrund der Heterogenität verschiedene Ebenen durchgesetzt – die Mikro-, Meso- und Makroebene (s. Abb. 2.1).

Im Rahmen dieser Arbeit werden lediglich Materialmodelle auf *Makroebene* zur Beschreibung des Betonverhaltens genutzt. Betrachtet man das Verhalten auf dieser Ebene, können alle Bestandteile und Fehlstellen als gleichmäßig über die Struktur verteilt angesehen werden – aus dem eigentlich heterogenen Werkstoff wird nun ein homogener. Um das Verhalten weiterhin korrekt abbilden zu können, werden dem Werkstoff nichtlineare, isotrope Eigenschaften zugeschrieben. Diese vereinfachte Betrachtungsweise wird weiterhin vor allem bei Strukturanalysen, Bemessungs- und Modellierungsaufgaben genutzt. Betrachtet man den Werkstoff Beton auf *Mesoebene*, lassen sich viele Vorgänge und Mechanismen allerdings deutlich eingehender erklären, da vor allem das Zusammenspiel des betrachteten Zweiphasen-Systems ursächlich für die typischen Bruchvorgänge im Beton sind. Hierzu soll auf [101] verwiesen werden.

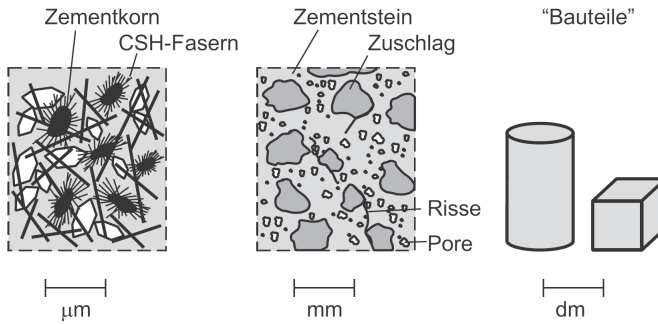


Abb. 2.1: Betrachtungsebenen der Struktur und des Verhaltens von Beton – v.l.n.r: Mikro-, Meso- und Makroebene [101]

Es ist aber wichtig darauf hinzuweisen, dass auch schon im unbelasteten Zustand Mikrorisse zwischen Zuschlagskörnern und Zementmatrix vorhanden sind. Diese Mikrorisse stellen den Ursprung jedweder Rissbildung dar.

In den folgenden Unterkapiteln wird kurz auf das Materialverhalten von Beton unter einachsiger Druck- und Zugbeanspruchung eingegangen. Ein besonderer Fokus liegt auf dem Zugtragverhalten und der entsprechenden bruchenergetischen Betrachtung, da erstere bspw. in der späteren Rissmodellierung (s. Kapitel 5) den maßgeblichen Parameter darstellt.

2.1.1 Druckverhalten unter Kurzzeitbeanspruchung

Die in dieser Arbeit zur Verwendung kommenden Betone können den Normalbetonen mit mittleren Zylinderdruckfestigkeiten von 28 N/mm^2 bis $\approx 55 \text{ N/mm}^2$ zugeordnet werden. Beton verhält sich unter einachsialer Druckbeanspruchung bis etwa 40 Prozent seiner Druckfestigkeit annähernd linear-elastisch, bevor sich bei steigender Belastung eine immer ausgeprägtere Nichtlinearität durch das An- und Zusammenwachsen der Mikrorisse einstellt. Die so entstehenden Makrorisse führen zur Steifigkeitsabnahme, Lockerung des Betongefüges und schlussendlich zum Sprödbbruch. Insgesamt ergibt sich das für Beton typische, gekrümmte Spannungs-Dehnungs-Verhalten (s. Abb. 2.2).

Die Beziehung zwischen Spannung σ_c und Dehnung ε_c bei Kurzzeitbeanspruchung kann nach [11] in Abhängigkeit von f_{cm} mit Gleichung 2.1 beschrieben werden. Zur Definition der hier aufgeführten Parameter soll auf die entsprechende Normung ([45]) verwiesen werden.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta} \quad \text{für } |\varepsilon_c| \leq 3,5\text{‰} \quad (2.1)$$

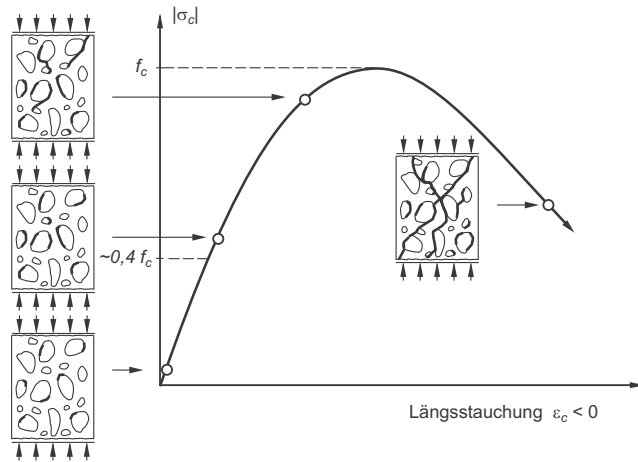


Abb. 2.2: Beton unter einachsialer Druck – Spannungs-Dehnungs-Beziehung [101]

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

$$k = E_{cm} / E_{c1}$$

ε_{c1} : Betonstauchung bei maximaler Druckspannung

E_{c1} : Sekantenmodul bei maximaler Druckspannung

Experimentelle Bestimmung der Druckfestigkeit

Die Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung bzw. der Druckfestigkeit f_c von Beton erfolgt gemäß ISO 1920-3 an Zylindern ($\varnothing = 150 \text{ mm}$, $h = 300 \text{ mm}$), wobei folgende Beziehung (Gleichung (2.2)) zwischen charakteristischem und Mittelwert besteht.

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad \text{mit } \Delta f = 8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (2.2)$$

2.1.2 Zugverhalten

Beton weist im Vergleich zur Druckfestigkeit eine deutlich geringere Zugfestigkeit auf, die lediglich bei 5 bis 10 Prozent der einachsialen Druckfestigkeit liegt. Durch zentrische Zugbeanspruchung ergibt sich der in Abb. 2.3b dargestellte Spannungs-Längenänderungs-Verlauf. [101]

Bis ca. 70 Prozent der zentrischen Zugfestigkeit f_{ct} kann von einem weitgehend linear-elastisch Verhalten gesprochen werden. Nach der Überschreitung der Zugfestigkeit konzentriert sich die Rissbildung, durch die Vereinigung von Mikro- zu Makrorissen, auf den schwächsten Bereich

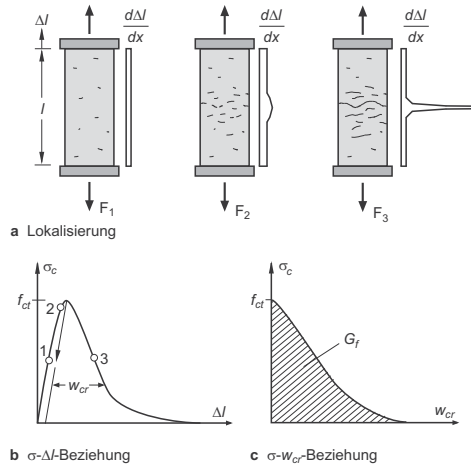


Abb. 2.3: Beton unter einachsialem Zug – Lokalisierung der Rissbildung [101]

der Probe. Dieser Vorgang wird auch als *Lokalisierung* bezeichnet und mündet in der Bildung eines Einzelrisses (s. Abb. 2.3a-b). [52, 53]

Dieses sehr lokale Phänomen im Nachbruchverhalten ist auch der Grund für die unterschiedlichen Kurvenverläufe von Spannungs-Dehnungs- und Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen bei unterschiedlichen Probelängen. Während sich die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen unterschiedlicher Probelängen kaum unterscheiden, stellt sich bei Spannungs-Dehnungs-Beziehungen eine starke Abhängigkeit des Verlaufs der Kurve im Nachbruchverhalten ein. [95] Um in der späteren Modellierung Netzabhängigkeiten vorzubeugen, werden im Rahmen dieser Arbeit Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen zur Abbildung des Nachbruchbereichs verwendet (s. Abb. 2.3c). Diese sind, bei Annahme eines linear-elastisch ansteigenden und linear entfestigenden Astes, vollständig durch vier Parameter beschreibbar: (i) maximale Zugfestigkeit, (ii) Elastizitätsmodul, (iii) Bruchenergie G_f und (iv) Rissöffnung bei Verlust jeglicher Zugfestigkeit. Durch diese Betrachtungsweise wird eine exaktere Betrachtung und Auswertung des Rissöffnungsverhaltens und der resultierenden Spannungen bzw. Dehnungen in den Bewehrungselementen im Riss ermöglicht. Als *Bruchenergie* wird diejenige Energie bezeichnet, die auf einer Einheitsfläche notwendig ist, um einen Trennriss zu erzeugen. Sie entspricht hierbei der Fläche unterhalb der Spannungs-Rissöffnungs-Kurve (s. Abb. 2.3c) und kann nach [11] mit der Gleichung (2.3) in Abhängigkeit der mittleren Druckfestigkeit bestimmt werden.

$$G_f = 73 \cdot (f_{cm})^{0,18} \quad (2.3)$$

Experimentelle Bestimmung der Zugfestigkeit

Die direkte Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen im Zugbereich bzw. der einachsialen Zugfestigkeit stellt eine besondere experimentelle Herausforderung dar. Auch wenn einachsige Zugversuche die geeignetste Art und Weise sind diesen Kennwert zu ermitteln, sind Durchführung und Auswertung häufig Arbeiten in diesem speziellen Forschungsbereich vorbehalten. In der Praxis erfolgt aus diesem Grund die Ermittlung der einachsialen Zugfestigkeit meist indirekt über Spalt- oder Biegezugversuche. Die Umrechnung der so ermittelten Mittelwerte $f_{ctm,sp}$ bzw. $f_{ctm,fl}$ kann anhand der Gleichungen (2.4) und (2.5) mit h_b als Balkenhöhe erfolgen. [11]

$$f_{ctm} = 1,0 \cdot f_{ctm,sp} \quad (2.4)$$

$$f_{ctm} = \frac{0,06 \cdot h_b^{0,7}}{1 + 0,06 \cdot h_b^{0,7}} \cdot f_{ctm,fl} \quad (2.5)$$

Umrechnung von Druck- in Zugfestigkeit

Gemäß [11] kann die mittlere zentrische Zugfestigkeit f_{ctm} , insofern keine experimentellen Daten hierfür vorliegen, mittels den Gleichungen (2.6) und (2.7) bestimmt werden. Diese Beziehungen wurden aus Druck- und zentrischen Zugversuchen empirisch ermittelt, wobei die Ergebnisse aus Spaltzug- und Biegezugversuchen vernachlässigt wurden. [8]

$$f_{ctm} = 0.3 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad \text{bei Betongüte} \leq C50 \quad (2.6)$$

$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + 0.1 \cdot (f_{ck} + \Delta f)) \quad \text{bei Betongüte} > C50 \quad (2.7)$$

mit: f_{ck} : charakteristische Druckfestigkeit in N/mm^2

$$\Delta f = 8 \text{ N/mm}^2$$

2.1.3 Oberflächenzugfestigkeit

Ein bestimmender Parameter des Tragverhaltens auf die Betonoberfläche aufgeklebter Bewehrungselemente ist die Oberflächenzugfestigkeit, die im Allgemeinen etwas geringer als die zentrische Zugfestigkeit f_{ct} ist. In vielen Verbundansätzen wird aus diesem Grund, neben der Druckfestigkeit f_c , auch die Oberflächenzugfestigkeit $f_{ctm,surf}$ als bestimmender Parameter aufgeführt. Bei allen in der Arbeit durchgeführten Versuchen wurden zum Versuchszeitpunkt die Oberflächenzugfestigkeiten nach DIN 1048-2 mit Prüfstempeln des Durchmessers $d = 50 \text{ mm}$ an Flächen bestimmt, die durch eine ca. 20 mm tiefe Ringnut begrenzt waren. Die

geprüften Oberflächen wurden im Vorfeld analog zu den für die Verklebung genutzten Oberflächen vorbereitet. Nach [103] kann die Abhängigkeit der mittleren Haftzugfestigkeit $f_{ctm,surf}$ vom charakteristischen Wert der Betondruckfestigkeit f_{ck} mit der Gleichung (2.8) beschrieben werden.

$$f_{ctm,surf} = 0,24 \cdot (f_{ck})^{2/3} \quad (2.8)$$

2.2 Betonstahl

Wie in Abschnitt 2.1.2 erläutert, weist Beton eine im Vergleich zur Druckfestigkeit geringe Zugfestigkeit auf. Um diesen Nachteil zu beheben, wird durch das Einlegen von Bewehrung und dem Zusammenspiel von Beton und Bewehrung ein Verbundsystem geschaffen, das sowohl auf Druck als auch auf Zug ein adäquates Verhalten aufweist. Grundlage und Voraussetzung hierfür ist das Verbundverhalten, das in Abschnitt 3.1 erläutert wird. Betonstahl verhält sich bis zum Erreichen der Streckgrenze f_y annähernd ideal linear-elastisch. Wie in Abb. 2.4 ersichtlich, weist naturharter und wärmebehandelter Betonstahl ein ausgesprägtes Fließplateau mit anschließender Verfestigung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_t auf. Kaltverformten Stählen fehlt dieses Plateau – die Spannungs-Dehnungs-Kurve geht kontinuierlich in den Verfestigungsbereich über.

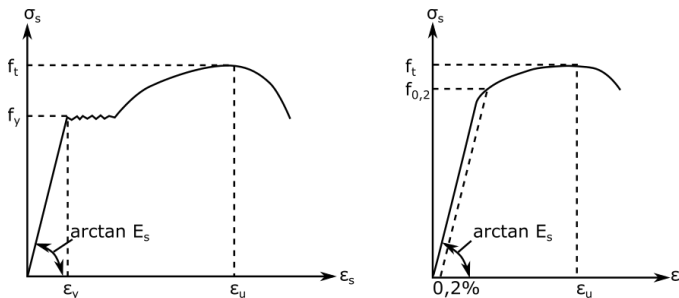


Abb. 2.4: Spannungs-Dehnungs-Kurven Betonstahl – warmgewalzt (links) und kaltverformt (rechts) [64]

Im Rahmen dieser Arbeit wird bei einer Bemessungs- oder Nachrechnungsaufgabe eine idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linie zur Beschreibung des Verhaltens zu Grunde gelegt. Hierbei wird von einem elastischen Ast und einem plastisch verfestigenden Ast mit Kennwerten aus [45] ausgegangen.

2.3 Faserverbundwerkstoffe

In den letzten Jahrzehnten haben Verbundwerkstoffe, insbesondere faserverstärkte Polymere, ihr Nischendasein als Exklusivwerkstoff verlassen. Durch ihr großes Potential hinsichtlich Leichtbau leisten sie einen nicht unwesentlichen Beitrag zu Nachhaltigkeit und Ressourcenschonung. Anfangs oft in der Wehrtechnik, Luft- und Raumfahrt eingesetzt, finden Faserverbundwerkstoffe (FVW) eine immer breitere Anwendung. Faserverstärkte Kunststoffe (FVK) werden in der Verkehrstechnik und im Transport, in der Elektro- / Elektronikindustrie, im Maschinenbau, im Bauwesen, im Behälter- und Rohrleitungsbau sowie in der Energietechnik, insbesondere in der On- und Offshore-Windkraft eingesetzt. Bemerkenswert sind hierbei der relativ neuartige Einsatz von biobasierten Polymeren und Naturfasern sowie die sich immer weiter entwickelnde Strukturoptimierung durch fortschreitende Simulationstechniken und Forschungsergebnisse. Weitere, sich positiv auswirkende, Punkte sind beispielsweise eine hohe Korrosions- und Medienbeständigkeit, eine einstellbare Richtungsabhängigkeit der mechanischen Eigenschaften und Energieabsorption. Diese Richtungsabhängigkeit kann vor allem aus konstruktiven Gesichtspunkten genutzt werden, da eine Optimierung der Festigkeits- bzw. Steifigkeitsanforderung in die jeweilige Richtung möglich ist. Somit kann auf “unnötige” Steifigkeit in der Nebenrichtung von Tragkonstruktionen verzichtet werden. Alle diese Faktoren begünstigen effizientere und nachhaltigere Prozesse. Vergleicht man diese mit konventionellen Werkstoffen zeichnen sich diese Produkte durch eine erheblich bessere massebezogene strukturelle mechanische Leistungsfähigkeit aus. Bei allen diesen positiven Punkten dürfen aber auch negative Faktoren nicht außer Acht gelassen werden. Aufzuführen sind hierbei die relativen teuren Ausgangsstoffe, wie Hochleistungspolymere und Kohlenstofffasern, aber auch die noch nicht ausgereifte Verarbeitungstechnik mit entsprechendem Qualitätsmanagement. [73]

2.3.1 Aufbau von Faserverbundwerkstoffen

Faserverbundwerkstoffe (FVW) bestehen aus einem formgebenden Grundwerkstoff (*Matrix*) und darin eingebetteten *Fasern*. Der Matrix fallen hierbei die Aufgaben der Positionsfixierung der Fasern und deren Schutz gegen äußere Einflüsse zu. Die Fasern bilden die eigentliche Verstärkungskomponente und tragen die Lasten ab. Um diese Funktionsweise zu gewährleisten, muss die Grenzfläche in der Lage sein sowohl die Lasten von der Matrix in die Fasern als auch umgekehrt, zu übertragen. Gemäß [73] spielt diese *Interphase* somit eine wichtige Rolle bezüglich der mechanischen Eigenschaften und dem Langzeitverhalten des Verbundwerkstoffs. Bei der zu wählenden Kombination aus Faser und Matrix ist es wichtig zu beachten, dass eine Faser mit einem geringeren Elastizitätsmodul (E-Modul) als die Matrix nicht zur Verstärkung des Werkstoffes führt. [55]

FVW existieren auf der Basis natürlicher Materialien (z.B. Lehmziegel, bewehrt durch Stroh), wie auch künstlicher. Prominente Vertreter letztgenannter sind Stahlfaserbeton oder Hochleistungsfaserverbundwerkstoffe, wie z.B. CFK. Aufgrund der Vielfalt der genannten Verbundwerkstoffe kann je nach Anwendungsfall das geeignete Material verwendet werden. In den letzten Jahrzehnten haben Faserverbundwerkstoffe mit zunehmender Geschwindigkeit in den Bausektor Einzug gehalten. Hierbei spielen sie vor allem bei der Errichtung von neuartigen Konstruktionen und bei der Verstärkung von Bauteilen eine immer größere Rolle. Gebräuchliche Kombinationen gemäß [55] von Werkstoffgruppen sind in Tab. 2.1 aufgelistet. [33]

Tab. 2.1: Kombinationen von Werkstoffen bei einer Faserverstärkung [55]

Grundmasse	Faser	Beispiel
Keramik	Metall	metalldrahtverstärktes Glas oder Beton
Metall	Keramik	korundfaserverstärktes Aluminium
Metall	Kunststoff	hartfaserverstärktes Aluminium
Kunststoff	Metall	metallfaserverstärkter Gummi
Keramik	Kunststoff	kunststoffgebundener Beton
Kunststoff	Keramik	glasfaserverstärkter Kunststoff

2.3.2 Matrixwerkstoffe

Der Matrix fallen, wie bereits erläutert, vorrangig die Aufgaben des Schutzes der Fasern und der Positionsfixierung zu. Aus diesem Grund werden i.d.R. thermoplastische und duroplastische Matrizen eingesetzt. Im Rahmen dieser Arbeit kommen Halbzeuge mit einer duroplastischen (Epoxidharz-)Matrix zum Einsatz – sogenannte Lamellen. Die hier verwendete Matrix zeichnet sich durch eine gute Temperaturbeständigkeit von über 100°C aus. Die Matrix muss zudem eine ausreichende Adhäsion zur Klebschicht herstellen, da ein Versagen an dieser Grenzfläche definitiv auszuschließen ist.

2.3.3 Fasern

In Faserverbundwerkstoffen werden verschiedenste Arten von Fasern verwendet, die sich hinsichtlich ihrer Verarbeitung und des Werkstoffs unterscheiden. In Bezug auf Verstärkungssysteme sind Glasfasern die mengenmäßig am häufigsten verwendete Faserart; ein Trend zur stärkeren Einbindung von höherwertigen Fasern (bezogen auf mechanische Eigenschaften, wie

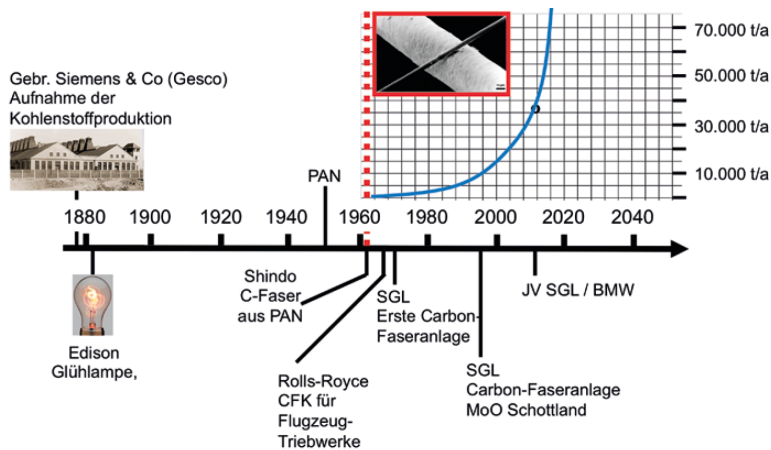


Abb. 2.5: Kohlenstofffasern - ein Material mit kurzer Historie [73]

Festigkeit) kann jedoch festgestellt werden. Hier findet vor allem die Anwendung von Kohlenstofffasern eine immer größere Akzeptanz. Naturfasern werden häufig bei nicht tragenden Bauteilen verwendet und meist unidirektional in Gelegen, vorgefertigten Laminaten oder bidirektional bzw. mehraxial in Geweben angeordnet. [73]

Da im Rahmen dieser Arbeit Laminat mit Kohlefasern zum Einsatz kommen, folgt hier eine kurze (geschichtliche) Erläuterung.

Kohlefasern

Die im Verstärkungsbereich verwendeten Kohlefasern werden heute überwiegend auf der Basis von Polyacrylnitril (PAN), einem synthetischen Polymer, hergestellt. Vorreiter dieser Technologie war Dr. Akio Shindo, ehemaliger Mitarbeiter am GIRIO in Osaka (Japan), der Ende der 1950er-Jahre diese Technologie ent- und weiterentwickelte sowie patentierte. [85] Durch die Verwendung von PAN kann ein Ertrag von 50 bis 60 Prozent erreicht werden. Dieser Ertrag liegt deutlich über dem, was bei der Verwendung von Cellulosefasern erreicht wird – hier liegt der Ertrag bei unter 20 Prozent. Da die PAN-Fasern von Natur aus gute chemische und thermische Widerstandsfähigkeiten besitzen, nicht korrodieren und eine gute elektrische Leitfähigkeit besitzen, dachte man zu Beginn an eine Verwendung als Brandschutz- oder Filtermaterial für Anwendungen bei hohen Temperaturen oder für Infrarot-Heizstrahler.

Die erstmalige Herstellung von PAN-Fasern in Europa wurde Ende der 1960er-Jahre durch die SGL-Group mit einer Pilotanlage realisiert, wobei erst ab den 1990er-Jahren der Bedarf größer und somit auch die Produktion, wie in Abb. 2.5 ersichtlich, stetig gesteigert wurde. [73]

Kohlefasern zeichnen sich hinsichtlich ihrer Materialeigenschaften durch hohe Steifigkeiten (E-Modul ähnlich zum Betonstahl) und eine hohe Festigkeit aus. Hierbei wird zwischen HT-Fasern (**high tenacity**), IM-Fasern (**intermediate modul**), HM-Fasern (**high modul**) und UHM-Fasern (**ultra high modul**) unterschieden. Mechanische Eigenschaften ausgewählter Faserwerkstoffe sind in Tab. 2.2 zusammengestellt. Im Allgemeinen wird das Verhalten auf Zug als linear-elastisch bis zum Bruch charakterisiert. Die geringfügige Entfestigung vor dem Bruch, die sich in einer konkaven Spannungs-Dehnungs-Kurve äußert, liegt in der Ausrichtung der Fasern bei steigender Belastung begründet. Dies wurde auch in eigenen Experimenten (s. Abschnitt 6.4.2) festgestellt, kann aber vernachlässigt werden. Allerdings wird diesem Verhalten bei der Ermittlung des Elastizitätsmoduls mittels Zugversuchen durchaus Rechnung getragen; hierbei wird gemäß [3] ein Sekantenmodul zwischen 10 % und 50 % der Bruchdehnung $\varepsilon_{L,u}$ gebildet.

Bei CFK liegt ein in der Praxis maximal erreichbarer Fasergehalt bei 60 bis 70 Prozent. Hierzu muss bei der Herstellung der Luftporenanteil des Laminats aufwändig reduziert werden, sei es durch das Arbeiten im Vakuum oder im Autoklaven unter hohem Druck. Besonders vorteilhaft bei der Verwendung von CFK in Tragstrukturen (bspw. im Flugzeugbau) ist die Möglichkeit der Anwendung des *no growth concepts*. Hierbei wird durch eine entsprechende Dimensionierung des Bauteils erreicht, dass die maximal auftretenden Spannungen und Dehnungen derart limitiert werden, dass ein Risswachstum nach dem Eintritt von Schädigung ausgeschlossen wird.

2.3.4 Gebräuchliche Typen

Heute sind zwei Produkttypen für die Verstärkung mit geklebten Bewehrungselementen üblich: CFK-Lamellen und CF-Gelege.

CFK-Lamellen

CFK-Lamellen gehören zu den gebräuchlichsten Typen geklebter Bewehrungselemente. Die Herstellung der unidirektionalen kohlenstofffaserverstärkten Kunststoffe erfolgt im Strangziehverfahren (Pultrusion). Bei diesem Verfahren werden Rovingstränge (jeweils 24000 Einzelfasern) durch ein Imprägnierbad gezogen, in einer geheizten Düse zu unidirektionalen Querschnitten gezogen und abschließend gehärtet. Erhältlich sind Breiten von 50 mm bis 150 mm mit einer Nenndicke von 1,2 mm bis 1,4 mm. Generell zeichnen sich CFK-Lamellen durch ein geringes Gewicht bei hoher Zugfestigkeit sowie hohe Korrosions- und Ermüdungsbeständigkeit aus. Da unidirektionale CFK-Lamellen zu etwa 70 Prozent aus Kohlenstofffasern bestehen, die weder kriechen noch relaxieren, kann diese Betrachtungsweise auch auf das Halbzeug über-

Tab. 2.2: Mechanische Eigenschaften Faserwerkstoffe nach [33]

Faser	Dichte in g/cm^2	Filament in μm	Zugfestigkeit in GPa	E-Modul in GPa	Bruchdehnung in %
KOHLENSTOFFFASERN					
HT	1,7 – 1,8	7,0 – 8,0	2,4 – 5,0	200 – 400	0,9 – 2,0
HS	1,8	7,0	4,0 – 7,0	250	1,5 – 2,0
IM	1,7 – 1,9	5,0 – 7,0	4,0 – 5,9	280 – 400	1,8
HM	1,8 – 1,95	5,0 – 6,8	2,3 – 3,0	330 – 500	1,0 – 1,9
UHM	2,0	5,0 – 8,4	1,85 – 2,5	450 – 800	0,4 – 1,0
ARAMIDFASERN					
LM	1,4 – 1,45	12,0	2,4 – 5,0	200 – 400	0,9 – 2,0
HM	1,4 – 1,5	12,0	4,0 – 7,0	250	1,5 – 2,0
GLASFASERN					
AR	2,7	7,0 – 8,0	3,0 – 4,5	60 – 100	2,0
E	2,5 – 2,6	1,5 – 3,5	4,0 – 7,0	50 – 80	2,8 – 4,5
A	2,45 – 2,46	3,1	4,0 – 5,9	71 – 73	3,5 – 3,6
S	2,46 – 2,5	3,4 – 4,85	2,3 – 3,0	83 – 90	4,2 – 5,7
R	2,49 – 2,55	3,6 – 4,7	1,85 – 2,5	86 – 88	4,2 – 5,2
R/S	2,6	7,0 – 8,0	3,5 – 4,8	85 – 90	4,2 – 5,5
M	2,9	7,0	3,8 – 7,0	110 – 125	5,5
D	2,46	5,0 – 7,0	3,1	75	–
KERAMIKFASERN					
SiC	2,55 – 2,8	12,0 - 15,0	2,97 – 4,8	400	0,9
Al ₂ O ₃	3,3 – 3,95	3,0 - 20,0	1,5 – 2,0	–	–
KUNSTSTOFFFASERN					
PP	1,0	35	0,5 – 0,75	5 – 18	50 - 150
PET	1,39	–	1,2	16	15
NATURFASERN					
Hanf	1,45	–	0,6	70	1,6
Flachs	1,48	–	0,75	30	2,0
Jute	1,3 – 1,5	–	0,55	55	2,0

tragen werden. Weiterhin sind sie äußerst beständig gegenüber Säuren, Laugen, organischen Lösungsmitteln, Feuchtigkeit und aufgrund des hohen Faseranteils auch äußerst temperaturbeständig. Die ungenügende Temperatur- und Feuchtigkeitsbeständigkeit eines Verstärkungssystems, bestehend aus CFK-Lamelle und Klebstoff, muss somit dem Klebstoff zugeschrieben werden. [71, 56] Im Rahmen dieser Arbeit kamen zwei verschiedene CFK-Lamellen zum Einsatz. Deren Eigenschaften sind in Abschnitt 6.4.2 aufgeführt.

CF-Gelege

Für flächige Verstärkungsmaßnahmen oder Umwicklungen von bspw. Stützen kommen CF-Gelege (engl. *CF-sheets*) zum Einsatz. Die Eigenschaften der eingesetzten Fasern können Tab. 2.2 entnommen werden. Die Applikation derartiger Gelege kann im Nass- oder Trockenverfahren erfolgen. Beim *Trockenverfahren* wird das trockene CF-Gelege in die bereits mit dem Klebstoff bestrichene Oberfläche eingedrückt und mit einer weiteren Klebstoffschicht versiegelt. Beim *Nassverfahren* erfolgt die Applikation nachdem das Gelege vorher schon in Klebstoff getränkt wurde. Da im Rahmen dieser Arbeit keine CF-Gelege zum Einsatz kamen, wird auf eine tiefergehende Erläuterung verzichtet.

2.4 Klebschicht

Das Verstärkungstextil bzw. -laminat wird mit Klebstoff an die entsprechende Oberfläche des zu verstärkenden Bauteils appliziert. Begrifflich wird nach dem Mischvorgang und beim Auftragen auf die Fügepartner von einem Klebstoff gesprochen. Sobald eine Aushärtung des Klebstoffes stattgefunden hat spricht man von einer Klebschicht, der im Allgemeinen die Aufgabe zufällt, die auf die Füge Teile einwirkenden Kräfte zu übertragen. Um ein dauerhaftes Gelingen der Verstärkungsmaßnahme zu gewährleisten, müssen der Klebstoff und die Klebschicht gewisse Eigenschaften aufweisen. Hierzu gehören Viskosität, Verarbeitbarkeit, Temperaturbeständigkeit, Benetzungsvermögen sowie ausreichende Verbund- und Festigkeitseigenschaften zur Ausbildung von ausreichender Adhäsion und Kohäsion. Definitionsgemäß befindet man sich also im Bereich des *strukturellen Klebens*, da es unabdingbar ist, dass diese Anforderung dauerhaft ohne Versagen erfüllt werden können. [49]

Um einen höherfesten Untergrund als Fügepartner zu erreichen, werden vor der Verklebung durch entsprechende mechanische Verfahren (Sandstrahlen, Schleifen, etc.) die randnahen Zementsteinanreicherungen von der Betonoberfläche entfernt. Gemäß den gültigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen (abZ) ist eine Freilegung von Zuschlagkörnern des Durchmessers $\varnothing \geq 4 \text{ mm}$ hinreichend. Beim Einsatz einer Lamelle als Bewehrung wird, nachdem der Klebstoff dachförmig aufgetragen ist, die Lamelle auf die gewünschte Fläche angebracht und

angepresst. Hierbei muss darauf geachtet werden, dass in jedem Bereich seitlich Klebstoff austritt, um eine hohlraumfreie Klebung mit einer möglichst konstanten Dicke zu erreichen. Da oftmals auch kleine Fehlstellen oder Vertiefungen in der Oberfläche mit dem Klebstoff ausgeglichen werden, ergeben sich in der Praxis Klebschichtdicken in der Größenordnung von 1 mm bis 10 mm. Dies hat bei den derzeit verwendeten Klebstoffen allerdings nur eine geringfügige Auswirkung auf das spätere Verbundverhalten, s. Kapitel 6. Für die Berechnung von Verbundsituationen ist aufgrund der Belastungssituation eine Charakterisierung des Schubspannungs-Gleitungs-Verhalten notwendig. Ranisch [76] berücksichtigt beispielsweise die Klebstoffsteifigkeit rechtechnisch über einen Vorfaktor G_a/t_a . Auf diesen Sachverhalt wird in den folgenden Abschnitten und Kapiteln näher eingegangen.

Bei der Durchführung einer Verstärkungsmaßnahme kommen meist Klebstoffe zum Einsatz, die der Gruppe der Reaktionsklebstoffe zuzuordnen sind. Zu dieser Gruppe gehören die häufig verwendeten Polyadditionsklebstoffe, bei denen die Festigkeitsentwicklung auf „der Anlage- rung von verschiedenen reaktiven Monomermolekülen unter gleichzeitiger Wanderung eines Wasserstoffatoms von der einen Komponenten zur anderen“ beruht. [48, S.73] Es ist von größ- ter Wichtigkeit, gleichbleibende Klebstoff- und Klebschichteigenschaften zu garantieren, um die Anforderungen an Qualität und Wirksamkeit zu erlangen. Aus diesem Grund werden meist zweikomponentige Systeme aus Harz und Härter eingesetzt, da nach dem Mischen ein kon- trolliertes Aushärten in den zugelassenen Temperaturbereichen stattfindet. Zu den wichtigsten Klebstoffen dieser Gruppe gehören Epoxidharze und Polyurethane.

Im Rahmen dieser Arbeit wird das Verbundverhalten der aufgeklebten Bewehrungselemente über die Klebschichteigenschaften gesteuert und angepasst. Da sich aus dem Anforderungs- profil die Gruppe der Polyurethane als äußerst geeignet herauskristallisierte, wird in den fol- genden Unterkapiteln besonders auf diese Gruppe eingegangen. Im Fokus stehen hierbei die Unterschiede zu den Epoxidharzen hinsichtlich der mechanischen, chemischen und tempe- raturabhängigen Eigenschaften. Klebetechnologisch gesehen, fallen hierbei die im Rahmen dieser Arbeit vorgenommenen Klebungen in den Bereich der *elastischen Klebungen*. Diese Technologie findet vor allem im Fahrzeugbau Anwendung, da hier verformungsfreudigere und plastizierende Klebefugen gefordert werden. Sinngemäß werden solche Klebstoffe bzw. Kleb- schichten von nun an vereinfachend als elastisch bezeichnet.

Im Folgenden sollen grundlegend Epoxidharze und Polyurethanklebstoffe vorgestellt werden. Des Weiteren werden die grundlegenden Begriffe und Betrachtungsweisen des Schubspan- nungs-Gleitungs-Verhalten und der Einfluss ausgewählter äußerer Faktoren dargelegt.

2.4.1 Epoxidharzklebstoffe

In den meisten Fällen erfolgt die Verklebung der entsprechenden Bewehrungselemente mit einem niedrigviskosen, spachtelbaren, kalt erhärtenden und lösemittelfreien, zweikomponentigen Epoxidharzklebstoff. Hierbei werden die beteiligten Reaktionspartner (Epoxidharz und Amin) in einem genau abgestimmten Gewichtsverhältnis gemischt. Abweichungen von diesem stöchiometrischem Verhältnis sind in geringem Umfang zulässig, da sie kaum zu einer Änderung der mechanischen Eigenschaften führen. [48, S.84]

Epoxidharzklebstoffe gehören zu den wichtigsten Klebstoffen der Reaktionsklebstoffe, da sie einen großen Gestaltungsfreiraum hinsichtlich ihrer mechanischen Eigenschaften bieten und sich durch eine hohe Reaktionsbereitschaft mit anderen Monomeren auszeichnen. Klebstoffe dieser Gruppe sind den Duromeren zuzuordnen und im Allgemeinen durch eine hohe Festigkeit, bedingt durch den hohen Vernetzungsgrad, schwindarme Aushärtungsvorgänge, gute Haftung (Adhäsion) auf fast allen Werkstoffen, große Feuchtigkeitsresistenz und gute Alterungsbeständigkeit gegenüber Umwelteinflüssen, charakterisierbar. Häufig wird zur Erhöhung der inneren Reibung (resultierend in höherer Schubkraftübertragung) Quarzmehl untergemischt. [56] Die Klebschichten sind allerdings aufgrund der hohen Steifigkeiten nur begrenzt verformungsfähig – eventuell gestellte Anforderungen an die Verformungseigenschaften der Klebschichten können nur bedingt erfüllt werden. Allgemein sind Epoxidharze mit spröden bis begrenzt elastischen Eigenschaften verfügbar, wobei die zur Anwendung kommenden meist eher als sehr spröde zu charakterisieren sind. [94] Sie zeichnen sich durch Druckfestigkeiten von 60 MPa bis 120 MPa, Zugfestigkeiten von 15 MPa bis 30 MPa und Elastizitätsmodulen von 2000 MPa bis 12000 MPa aus.

2.4.2 Zweikomponenten-Polyurethanklebstoffe

Zweikomponentige Polyurethanklebstoffe (PUR Klebstoffe) bestehen aus einem niedrigmolekularen Polyisocyanat und einem Polyol, die wie bei den Epoxidharzen in einem gewissen stöchiometrischem Verhältnis vorliegen. Hierbei kommen vor allem tri- oder mehrfunktionelle Monomere zum Einsatz, da diese zu hochvernetzten, duromeren Klebschichten führen. Zur Erzielung einer zügigeren vollständigen Vernetzung wird oftmals ein Isocyanatüberschuss eingearbeitet, da die Reaktionsgeschwindigkeit mit fortschreitender Erhärtung abnimmt. Der Vorteil solcher Klebstoffe liegt in individuell einstellbaren Topfzeiten, Festigkeiten, Elastizitäten, deformationsmechanischen Eigenschaften sowie der Beständigkeit gegenüber aggressiven Medien. [39]

2.4.3 Mechanische Eigenschaften

Grundsätzlich hängen die vorhandenen Zug- und Druckfestigkeiten bei jedem Klebstoff vom Vernetzungsgrad ab, sind also für jeden Anwendungsfall anzupassen. Aus diesem Grund werden im Folgenden die grundsätzlichen Begrifflichkeiten und Eigenschaften eingeführt, die später zur Grundidee der kompatiblen Verstärkung führen. Da Klebfugen idealerweise auf Schub beansprucht werden und somit eine größere Fläche der Fügeiteile als bei einem Stumpfstoß zum Lastabtrag herangezogen werden kann, ist es offensichtlich, dass dem Verformungsverhalten auf Schub eine herausragende Rolle zukommt. Weiterhin sind, je nach Anwendungsfall, Mindestwerte für Adhäsions- und Kohäsionsfestigkeiten der Klebschichten zu definieren. Auf alle diese Punkte wird im Rahmen der Ideenskizze, s. Kapitel 4, eingegangen.

Schubmodul

Die Charakterisierung des Schubmoduls an reinen Polymerproben kann durch den Torsionsschwingversuch nach DIN 53445 [5] erfolgen. Da hierbei allerdings der Einfluss der Fügeiteilfestigkeiten im grenzschichtnahen Bereich eliminiert wird, erscheint es sinnvoller, das Schubspannungs-Gleitungs-Verhalten unter den in der Praxis vorkommenden Härtungsbedingungen (Temperatur, Feuchte, entsprechende Fügepartner, Schichtdicke) zu ermitteln. [48, S.266] Dieser Einfluss wird bei zunehmender Klebschichtdicke allerdings kleiner.

Grundsätzlich sind Polyurethane durch ein stark viskoelastisches Verhalten charakterisiert. Der komplexe Schubmodul G^* ergibt sich somit aus der Summe des *Speichermoduls* G' , der die elastischen und des *Verlustmoduls* G'' , der die viskosen Eigenschaften beschreibt, vgl. Abb. 2.6. Allgemein nimmt der Verlustmodul bei steigender Temperatur und Feuchtigkeit zu.

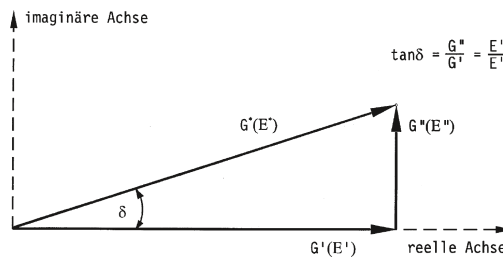


Abb. 2.6: Berechnung von Speicher- und Verlustmodul [48]

Im linear-viskoelastischen Bereich (kleine Deformationen) kann der Schubmodul G durch den Quotienten aus Schubspannung τ und entsprechender elastischer Winkelverformung $\tan \gamma$ (Gleitung) definiert werden, s. Abb. 2.7.

$$G = \frac{\tau}{\tan \gamma} = \frac{\tau \cdot d}{v} \quad (2.9)$$

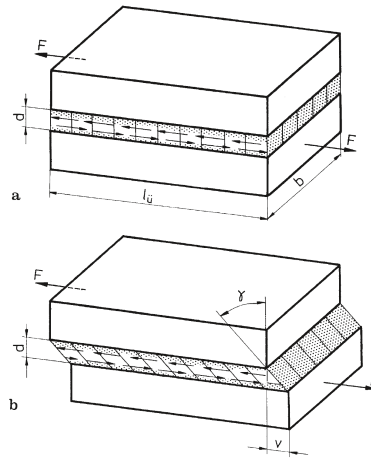


Abb. 2.7: Schubverformung in einer Klebschicht [48]

Die Schubspannungen sind umso größer, je ideal-elastischer das Verhalten der Klebschicht ist, da diese bei vorhandener Plastizität durch Fließvorgänge innerhalb der Klebschicht abgebaut werden. Die sich einstellenden Gleitungen hängen von der Verformungsfähigkeit bzw. dem Vernetzungsgrad ab, während die Verformungsfähigkeit wiederum eine Funktion der Temperatur darstellt. Es ist üblich, das thermomechanische Verhalten der Klebschichten über den Schubmodul, der in einer Dynamisch-Mechanischen-Thermoanalyse (DMTA) bzw. in einem thermisch beaufschlagten Torsionsschwingversuch ermittelt werden kann, zu definieren. [48] Im Rahmen dieser Arbeit wird weitestgehend der Schubmodul G verwendet, da die verwendeten Klebstoffe zwar teilweise ein stark ausgeprägtes visko-elastisches Materialverhalten zeigen, die Abweichungen bei der hier vorgenommenen Anwendung allerdings im vernachlässigbaren Bereich sind, bzw. erst bei hohen Schubbelastungen der Klebschicht Auswirkungen haben. Hinzu kommt, dass das Schubspannungs-Gleitungs-Verhalten im Vordergrund steht, welches über spezifische verbundcharakterisierende Funktionen (später: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung) definiert wird, bei dem alle hier erläuterten Effekte implizit enthalten sind.

Schubspannungs-Gleitungs-Verhalten

Zur Charakterisierung einer Klebung ist die alleinige Betrachtung der mechanischen Eigenschaften des Polymers, wie Schubmodul, Elastizitätsmodul und Kriechverhalten ungenügend, da der Einfluss der Fügepartner keinerlei Beachtung findet. Gerade für Klebstoffe, die in konstruktiven Verstärkungen eingesetzt werden, ist die Kenntnis des charakteristischen Schubspannungs-Gleitungs-Verhalten unter definierten Randbedingungen erforderlich. Nur hieraus lassen sich dann klebstoffspezifische Kenngrößen ableiten mit deren Hilfe Aussagen über das deformationsmechanische Verhalten getroffen werden können. [48] Jedoch stellen [17] eine ausreichende Kongruenz bei den Ergebnissen aus Torsionsversuchen und dem Schubspannungs-Gleitungs-Verhalten hinsichtlich des Schubmoduls fest. Im Rahmen dieser Arbeit konnte die Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auf den hier untersuchten untersuchten Anwendungsfall gezeigt werden. Dies muss aber auf den rein linear-elastischen Bereich des Verbundverhaltens eingeschränkt werden, vgl. Abschnitt 6.6.

Für absolut homogene Klebschichten hat die Größe der Klebschichtdicke keinen Einfluss auf die Bruchgleitung $\tan\gamma_b = v/d$, wobei v hier der Verschiebung und d der Klebschichtdicke entspricht. Somit ist auch offensichtlich, dass in Abb. 2.8 bei gleichen Klebschichteigenschaften (konstantes γ_b) das Verhältnis $v_2 \geq v_1$ gilt. Es ist unter der Annahme der Homogenität der Klebschicht somit möglich, die Verformungsgrößen durch Variierung der Klebschichtdicke zu steuern.

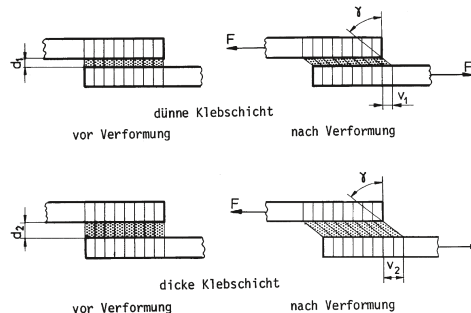


Abb. 2.8: Schubverformung bei dünnen und dicken Klebschichten [48]

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgt die Untersuchung des Schubspannungs-Gleitungs-Verhaltens aus den oben genannten Gründen an auf Beton applizierten CFK-Lamellen, s. Abschnitt 6.6. Hierdurch wird sichergestellt, dass die für den Anwendungsfall relevanten Parameter und Randbedingungen in den ermittelten Beziehungen enthalten sind.

Elastizitätsmodul

Das rein linear-elastische Verhalten der Klebstoffe (bzw. der Polymere) ist, wie bereits erwähnt, auf einen stark eingeschränkten Bereich sehr geringer Spannungen eingeschränkt und zusätzlich u.a. von der Temperatur abhängig. Gerade wenn Temperaturen im Bereich der Glasübergangstemperatur T_g (Abs. 2.4.4) erreicht werden, sind große Änderungen der Eigenschaften zu erwarten. Prinzipiell muss zwischen Elastizitätsmoduli unterschieden werden, die entweder an reinen Polymerproben oder in einer Klebfuge bestimmt wurden. Bei letzterem spielt wiederum der Einfluss der Fügeteile eine Rolle. Zusätzlich hängt der Elastizitätsmodul von der Klebschichtdicke ab, wobei sich die Werte für dicke Klebschichten und zunehmendes elastisches Verhalten dem der reinen Polymerprobe annähern. Da in dieser Arbeit dicke Klebschichten mit ausgeprägtem elastischen Verhalten zum Einsatz kommen, werden die Elastizitätsmodule an reinen Polymerproben bestimmt.

Für die Berechnung des Elastizitätsmoduls reiner Polymerproben aus dem Schubmodul muss die Querdehnzahl ν bekannt sein, um Gleichung (2.10) verwenden zu können. Streng genommen nur für rein isotrope Körper gültig, ist der hier eingebrachte Fehler aber lediglich mit geringem Einfluss auf die Genauigkeit. [48]

$$E = 2 \cdot G(1 + \nu) \quad (2.10)$$

Für praxisübliche Klebschichten finden sich in der Literatur nur unzureichende Untersuchungen zur Querdehnzahl. Als Orientierungswert kann für Epoxidharzklebstoffe mit einem Schubmodul von $G = 2000 \text{ MPa}$ ein Wert von $\nu = 0,4$ gesehen werden. Bei Reduzierung des Elastizitäts- bzw. Schubmoduls nähert sich die Querdehnzahl einem Wert von $\nu = 0,5$ an. Aus diesem Grund wird im Rahmen der Ideenskizze in Kapitel 4 bei der Betrachtung des Verformungsverhaltens ein Wert von $\nu = 0,5$ angenommen.

Kriechen

Das Zeitstandverhalten von Klebungen wird maßgeblich über die Kriechneigung bestimmt, die durch den Einsatz von höher vernetzenden Klebstoffen reduziert werden kann. Die wesentlichen Einflussgrößen auf die Kriechneigung sind der chemische Aufbau der Klebschicht (Vernetzungsgrad), die Fügeteilwerkstoffe, Temperatur, Höhe und Geschwindigkeit der Belastung. Für alle Klebschichten gilt zudem, dass schon bei kleinen Verformungen oder Kräften nicht mehr von einem absolut elastischen Verhalten gesprochen werden kann. Man spricht bei Kleb- bzw. Polymerschichten von *Viskoelastizität*, da das Verformungsverhalten sich sowohl aus elastischen und viskosen Eigenschaften zusammensetzt und nicht nur last-, sondern auch

zeitabhängig ist. In Abb. 2.9 sind für einen Epoxidharzklebstoff die Ergebnisse eines Dauerstandversuches bei Raumtemperatur dargestellt.

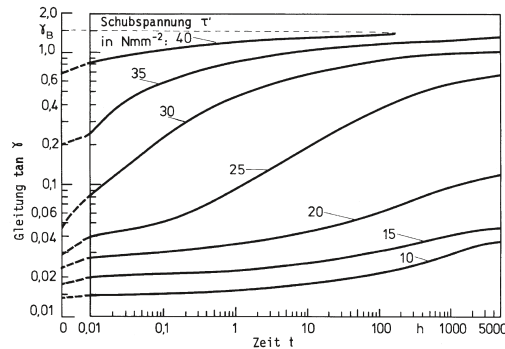


Abb. 2.9: Zeitabhängige Klebschicht-Gleitung (Kriechen) eines Epoxidharzklebstoffs im Zeitstandversuch bei Raumtemperatur [48]

Offensichtlich werden bereits bei einer Dauerbelastung mit Schubspannungen von mehr als $\tau = 20\text{ MPa}$ Gleitungen in der Größenordnung der Bruchgleitung erreicht. Hierdurch wird offensichtlich, dass bei der Bemessung nicht von den in Kurzzeitversuchen erreichten Festigkeiten ausgegangen werden kann. In der Praxis hat sich eine Begrenzung der *statischen Dauerbelastung* auf 50% der kurzzeitigen statischen Klebefestigkeit im Sinne einer Klebefestigkeit als ausreichend und sinnvoll herausgestellt. Es sollte jedoch festgestellt werden, dass die Zeit- und Dauerstandfestigkeiten in hohem Maße von der Verformungsfähigkeit der Klebschicht abhängig sind. Verformungsfreudigere Klebstoffe, wie Thermoplaste, sind hier als nachteilig zu betrachten. Bei der Klebstoffauswahl sollte auf hochvernetzte Klebschichten, wie Duromere gesetzt werden, die begrenzt verformungsfähige Klebschichten ausbilden. Werden diese Betrachtungen auf *dynamische Langzeitbeanspruchungen* übertragen, muss jedoch festgestellt werden, dass die Ursache für die Verkürzung der Lebensdauer einer Klebung wiederum das Auftreten von Spannungsspitzen an Diskontinuitätsstellen ist. Wird solch eine Belastung der Klebschicht erwartet, sind Klebstoffe zu wählen, die verformungsfähige Klebschichten ausbilden. Maßgebend ist hierbei, inwieweit die Klebschicht in der Lage ist, nach der jeweiligen Belastungsstufe in den jeweiligen Gleichgewichtszustand zurückzukehren (Relaxation). Aus der Literatur sind Werte für die technische Dauerfestigkeit von ca. 10 – 20 Prozent der Kurzzeitfestigkeit gegeben. Die ermittelten Kennwerte sind allerdings stark von der im Experiment gewählten Schwingungsfrequenz abhängig und sollten bei vergleichenden Untersuchungen konstant gehalten werden. [48, 30]

Verhalten bei Umwelteinflüssen

Grundsätzlich werden Klebungen nicht nur mechanisch, sondern auch durch Umgebungseinflüsse beansprucht. Eine leistungsfähige Klebung ist hierdurch charakterisiert, dass sie bei Kombination dieser beiden Beanspruchungen möglichst lange das gewünschte Verhalten zeigt. Um eine Vergleichbarkeit zu gewährleisten, werden die Festigkeitskennwerte, die das Verhalten unter Umwelteinflüssen charakterisieren, in Relation zur Kurzzeitfestigkeit unter Normbedingungen gesetzt. Die Vorgehensweise ist somit analog zur Definition des Zeitstandverhaltens. Wichtig ist es hierbei jedoch nicht nur, die unbelastete Klebschicht zu untersuchen, sondern auch die Kombination aus beiden Beanspruchungen, da sich hierbei gravierende Reduktionen der ertragbaren Spannungen ergeben können. [48]

Alkalibeständigkeit

Die derzeit verwendeten Epoxidharze und Polyurethane zeichnen sich im Allgemeinen durch eine hohe chemische Beständigkeit aus. Aus diesem Grund eignen sich beide Klebstoffarten gut zur Beschichtung von Beton. Dieser weist als Frischbeton einen pH-Wert von 13,7 auf, der aber im Laufe der Zeit auf Werte zwischen 8 und 9 absinkt. Verstärkungssysteme kommen in der Regel bei älteren Betonbauwerken zum Einsatz, sodass pH-Werte um einen Wert von 8 als realistische Beanspruchung einzuordnen sind, die keinen Einfluss auf die Dauerfestigkeit der Epoxidharz- oder Polyurethanklebschichten hat.

Feuchteinfluss

Eine Klebung kann durch Feuchtigkeit sehr unterschiedlich geschädigt werden. Zum einen ist eine Feuchtigkeitsdiffusion in die Klebschicht möglich. Dies stellt auch zugleich den stärksten Schädigungsmechanismus dar. Des Weiteren sind Schädigungen der Grenzschicht zwischen Klebschicht und Füge teil möglich, die im Allgemeinen zu einem Totalverlust der Festigkeit führen. Die Wasseraufnahme von Klebschichten kann zwar zu einer Schädigung führen, allerdings ist dieser Vorgang im Normalfall als reversibel anzusehen und kann in einigen Fällen sogar in einer positiven Ausweitung des plastifizierenden Bereiches resultieren. [48]

Experimentelle Untersuchungen zur Feuchtigkeitsalterung

Der Einfluss der Feuchtigkeitsalterung von Klebschichten wird üblicherweise mittels Torsionsschwingversuch experimentell bestimmt. Hierbei wird oftmals eine Kombination aus maximaler Anwendungstemperatur und 95% relativer Feuchte (r. F.) der Klebung gewählt. Eine Alternative stellt auch hier der Schubspannungs-Gleitungs-Versuch dar, der den Vorteil bietet, die später in der Anwendung vorherrschenden Randbedingungen besser abzubilden. [48]

Grundsätzlich soll hier erwähnt werden, dass die Feuchteempfindlichkeit von Klebungen deutlich reduziert werden kann, falls die vom Klebstoffhersteller vorgegeben Misch- und Klebeanweisungen eingehalten werden. In der Praxis werden hier bspw. oft Grenzwerte für Oberflächenfeuchtigkeiten definiert, die zwingend in einem Protokoll zu vermerken sind. Zusätzlich kann durch die Wahl der Monomere bereits eine Hydrophobie der Klebschicht erreicht werden. Eine experimentelle Absicherung des Langzeitverhaltens unter Feuchteeinfluss ist allerdings unabdingbar.

2.4.4 Thermomechanische Eigenschaften

Die physikalischen und mechanischen Eigenschaften der Klebschichten sind stark von der vorherrschenden Temperatur abhängig. Je nach Klebstoff, sind hierbei unterschiedlich ausgeprägte Änderungen der Festigkeiten, des Elastizitäts- bzw. Schubmoduls und des Verformungsverhaltens zu erwarten. Es ist also unabdingbar, alle Werte für den späteren Anwendungsbereich zu bestimmen. Einer der kritischsten Punkte bei der Verwendung von Klebstoffen im konstruktiven Bereich ist die Temperaturbeständigkeit. [14, 87, 72]

Glasübergangstemperatur

Der Wert der Glasübergangstemperatur ist ein wichtiger Parameter zur Beschreibung des thermomechanischen Verhaltens von Klebschichten. „Die Glasübergangstemperatur ist definiert als die mittlere Temperatur des Bereiches, in dem die mikrobrownsche Bewegung der Moleküle bei der Abkühlung einfriert“ [49, S.22]. Unterhalb der Glasübergangstemperatur T_g erreichen Elastizitäts- bzw. Schubmodule deutlich höhere Werte; bei Überschreitung von T_g nehmen diese ab. Eine Zusammenstellung von Werten findet sich in [49]. Für Epoxidharze finden sich Temperaturbereiche für T_g zwischen 50 und 200°C, während Polyurethane Werte zwischen –120 bis –60°C aufweisen. Kritisch zu betrachten sind zu niedrige Glasübergangstemperaturen, vor allem für Einsatzbereiche bei erhöhten Anwendungstemperaturen. Ein *Durchlaufen* von T_g sollte vermieden werden. Erschwerend kommt hinzu, dass sich um 20 K reduzierte Glasübergangstemperaturen einstellen, falls im Klebstoff eindiffundiertes Wasser vorhanden ist. Es ist somit nicht möglich, eine exakte Temperatur zu definieren, sondern nur einen Bereich anzugeben. [49]

Einfluss der Temperatur auf die Aushärtung

Die in dieser Arbeit verwendeten Klebstoffe sind, wie bereits erwähnt, der Gruppe der Reaktionsklebstoffe zuzuordnen; ihre Erhärtung beruht also auf einer chemischen Reaktion. Mit zunehmender Menge des angemischten Klebstoffes steigert sich die Eigenexothermie und die

Reaktion wird beschleunigt. Durch Wärmezufuhr von außen kann zusätzlich eine Beschleunigung erreicht werden; der Klebstoff härtet schneller und vollständiger aus, s. Abb. 2.10. In diesem Beispiel würde sich die 24-stündige Aushärtezeit durch eine Erwärmung von Raumtemperatur auf 150°C auf 20 min verkürzen.

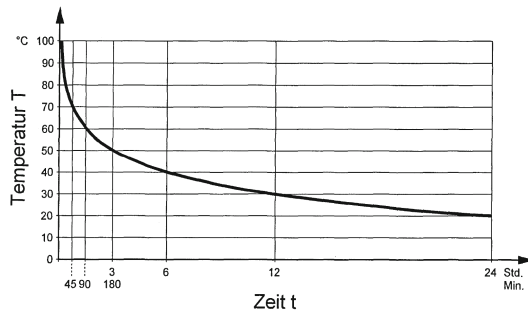


Abb. 2.10: Zusammenhang zwischen Reaktionszeit und Aushärtungstemperatur in einem Reaktionsklebstoff [49]

Bereits durch die Auswahl der Monomere ist es sogar möglich, eine Eliminierung der Topfzeit bei Raumtemperatur zu erreichen - der Klebstoff härtet erst durch Erwärmung, bspw. der Füge-teile, aus. Allgemein werden Klebstoffe in kalt- und warmerhärtende unterteilt; letztere härten in einem Temperaturbereich von 60 bis 150°C aus. Im Rahmen dieser Arbeit werden *kalterhärtende* Klebstoffe verwendet.

2.4.5 Elastische Klebungen

Besonderheiten

Eine Steigerung der Überlappungs- bzw. Klebelänge führt bei steifen, verformungsarmen Klebschichten nicht zu einer Steigerung der übertragbaren Last. Als Ursache ist hier die geringe Verformungsfähigkeit solcher Klebungen zu nennen, die zu einer Kraftübertragung in einer stark begrenzten Fläche und inhomogenen (Schub-)spannungsverteilungen führt. Beobachten lässt sich dies auch in den eigenen experimentellen Verbunduntersuchungen, s. Kapitel 6, da es hier bei den steifen Epoxidharzen zur Ausbildung eines Lastplateaus bei geringen Verformungen, einer stark begrenzten Kraftübertragungsfläche und einem fortschreitendem *Reissverschlussversagen* kam. Elastische Klebungen weisen ein grundsätzlich anderes Verhalten auf. Um die Unterschiede zu verdeutlichen, bietet sich die Betrachtung einer einschnittig überlappten Klebung an, s. Abb. 2.11.

Durch den im Vergleich zum Epoxidharz deutlich elastischeren 1K-PUR kommt es zu einer Spannungsreduktion an den Überlappungsenden, da die aufgezwungene Verformung zu Beginn elastisch von der Klebschicht aufgenommen werden kann. Zusätzlich stellt sich ein über

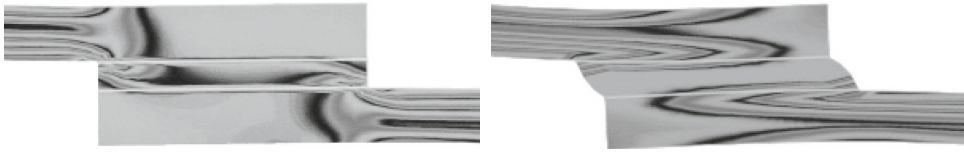


Abb. 2.11: Spannungsverteilung einer einschnittig überlapptem Klebung mit verformungsarmem Epoxidharz (links) und elastischem 1K-PUR (rechts) - Computersimulation nach [60]

die gesamte Klebfläche deutlich homogeneren Spannungsverlauf ein. Dieser Sachverhalt wird durch eine dickere Klebschichtdicke begünstigt. Naturgemäß reduzieren sich hierdurch die erreichten Klebschichtfestigkeiten, jedoch wird durch die Aktivierung einer vergrößerten Fläche die Möglichkeit geboten, die verklebte Länge der Beanspruchung anzupassen; diesen Effekt also zu kompensieren.

Gemäß [48] ist für das Auftreten der Spannungsspitzen an den Überlappungsenden das Verhältnis aus dem Schubmodul des Klebstoffes und dem Elastizitätsmodul der Fügepartner charakterisierend. Durch die Reduktion dieses Verhältnisses können Spannungsspitzen verringert werden und die Verteilung wird homogener. Zusätzlich reagieren elastische Klebungen unempfindlicher auf die Kombination von Zug- und Schubkräften – die erreichten Festigkeiten entsprechen weitestgehend denen bei einachsialen Belastungen. [48, S.475]

Einfluss der Klebschichtdicke

Gerade beim elastischen Kleben hat die Klebschichtdicke einen großen Einfluss auf das entsprechende Verformungsverhalten. Wie in Abb. 2.12 ersichtlich ist, führt eine Erhöhung der Klebschichtdicke durch die fehlende Verformungsbehinderung durch die Fügeteile zwar zu einer geringfügigen Reduzierung der übertragbaren Spannung (Klebfestigkeit), allerdings auch zu einer Vergrößerung der aufnehmbaren Verformungen.

Anwendungsgebiete

Die in den vorangegangenen Abschnitten dargestellten Sachverhalte zeigen das große Potential elastischer Klebungen, vor allem bei der Verwendung von Polyurethanen. Durch die Fortschritte in der Polyurethan-Chemie ist es möglich, über die Gestaltung der mechanischen Eigenschaften des Klebstoffes das Verbundverhalten zu steuern bzw. für den Anwendungsfall entsprechend zu optimieren. In der Literatur finden sich zahlreiche Anwendungsgebiete, die sicherlich noch nicht die Grenze des Machbaren darstellen: [48]

- elastische Spaltüberbrückungen, hierdurch erweiterte Fertigungstoleranzen,
- höhere Widerstandswerte bei Schälbeanspruchungen,

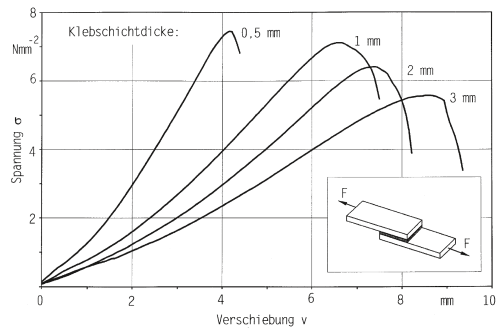


Abb. 2.12: Einfluss der Klebschichtdicke auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten einer dicken, elastischen Klebung aus [48] nach [60]

- homogenere Spannungsverteilung mit der vereinfachte Festigkeitsberechnungen von Klebungen ermöglicht werden,
- weitestgehende Unabhängigkeit der Klebfestigkeit von der Klebschichtdicke,
- Verbinden von Werkstoffen mit unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten.

3 Grundlagen des Verbund- und Bauteilverhaltens

In diesem Kapitel wird generell auf die Funktionsweise des mechanischen Zusammenwirkens der in Kapitel 2 erläuterten Werkstoffe bzw. Bauteilkomponenten eingegangen, dem sogenannten *Verbund*. Dieser ist nötig, um einen Kraftfluss und ein Zusammenspiel derselben sicherzustellen. Kenntnisse über das Verbundverhalten der einzelnen Bewehrungselemente und deren Interaktion sind von größter Bedeutung, da gerade bei Verbundwerkstoffen, wie Stahlbeton, die Wirkungsweise des Verbundes ursächlich für das spätere Rissbildungs- bzw. Verformungsverhalten ist und sich hieraus bspw. benötigte Verankerungslängen ergeben. Im Folgenden wird aus diesem Grund zuerst das Verbundverhalten der einzelnen Bewehrungselemente zum Beton erläutert. Hieran schließen sich Betrachtungen zum Verhalten von biegeverstärkten Bauteilen und dem verbundbasierten Nachweiskonzept an. Das Kapitel schließt mit Erläuterungen zur Interaktion der Bewehrungselemente bei gemischt bewehrten Bauteilen. Aufbauend auf diesem grundlegenden Verhalten, wird in Kapitel 4 die Idee der Entwicklung eines kompatiblen Verstärkungssystems von Stahlbetonbauteilen erläutert.

3.1 Verbundverhalten einbetonierter Bewehrung

3.1.1 Bedeutung des Verbundes

Die günstigen Eigenschaften des Verbundwerkstoffs *Konstruktionsbeton* beruhen gemäß [101] auf dem Verbund zwischen Beton und dem eingelegten Bewehrungsstahl. Als Verbund wird die schubfeste Verbindung dieser zwei Werkstoffe bezeichnet; er ist entscheidend für Tragfähigkeit und die Duktilität eines Stahlbetonbauteils. Um diesen Sachverhalt zu verdeutlichen, soll das in Abb. 3.1 gezeigte Stahlbetonzugglied diskutiert werden.

Bei steigender Zugkraftbeanspruchung stellt sich das dort gezeigte Kraft-Längenänderungsverhalten ein. Zu Beginn ist das Zugglied ungerissen; diese Situation wird als *Zustand I* bezeichnet (Bereich 1). Die Dehnungen ϵ_s der Bewehrung und ϵ_c der benachbarten Betonfasern sind gleich; es herrscht *vollkommener* oder *ideeller* Verbund. Zu diesem Zeitpunkt treten keine Verbundspannungen zwischen Bewehrung und Beton auf. Die Aufteilung der Kräf-

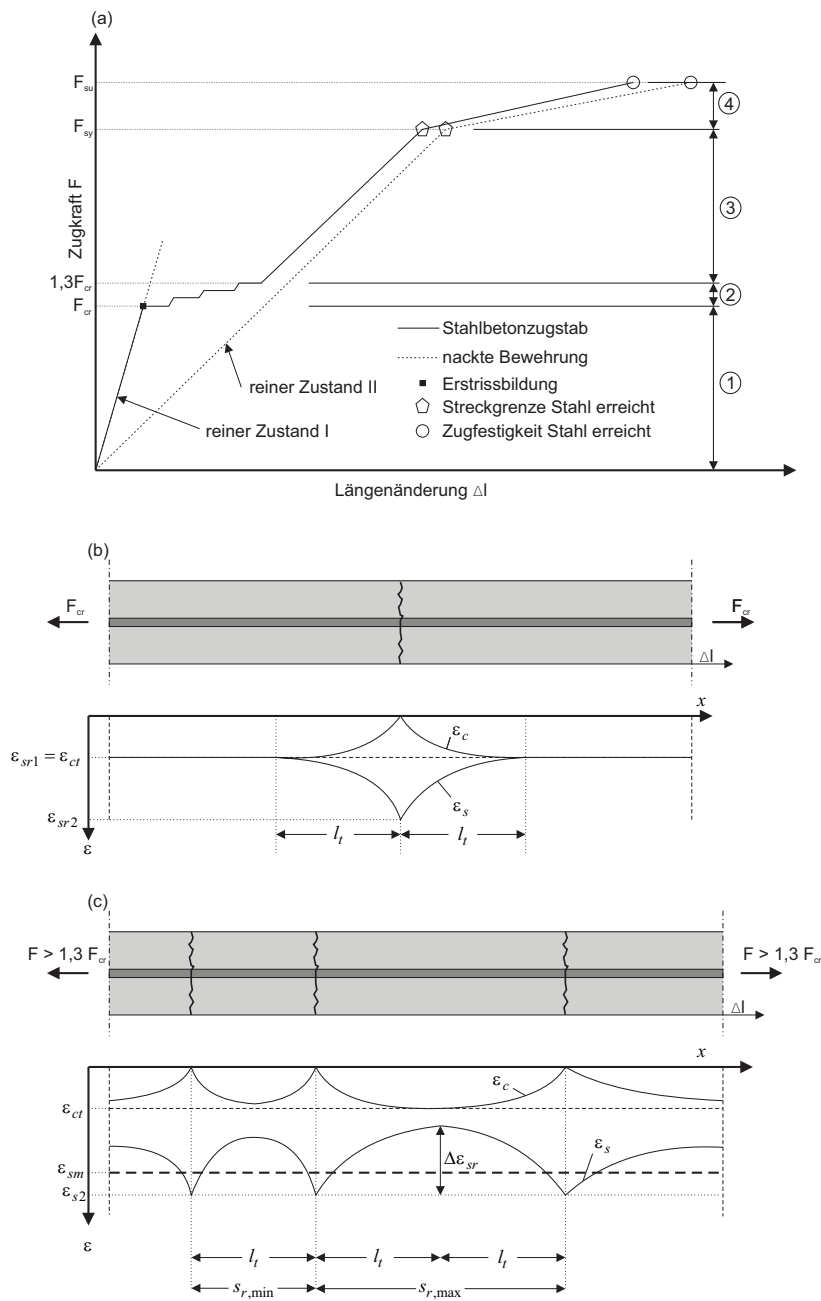


Abb. 3.1: Stahlbetonzugglied: Kraft-Längenänderungs-Diagramm (a), Dehnungsverläufe bei Einzelrissbildung (b) und abgeschlossenem Rissbild (c) nach [101]

te auf die Verbundpartner erfolgt anhand der Dehnsteifigkeiten $E_c \cdot A_c / E_s \cdot A_s$ und die gängige Hypothese des *Ebenbleibens der Querschnitte* (auch „Bernoulli-Hypothese“) kann als gültig betrachtet werden.

Bei Überschreiten der Risskraft F_{cr} reißt der Beton zunächst an der schwächsten Stelle (bspw. am Ort der geringsten Zugfestigkeit) auf; es kommt zur *Einzelrissbildung*. Die Zugkraft im Riss wird nun alleine vom Stahl übernommen. Lokal treten dort nun sehr hohe Stahldehnungen ε_{sr2} auf, während die Betondehnungen zum Rissufer hin auf null abfallen. Dieser hohe Dehnungsunterschied führt nun zu Relativverschiebungen und somit auch zu Verbundspannungen. Die Zugkraft im Stahl baut sich nun ausgehend vom Riss über Verbund wieder ab und wird als Zugspannung in den Beton eingetragen – der Beton entlastet somit die Bewehrung zwischen den Rissen. Über die sogenannte *Einleitungslänge* l_t , die gleichzeitig dem minimalen Rissabstand $s_{r,min}$ entspricht, werden solange Zugspannungen in den Beton eingetragen, bis die Betonzugfestigkeit erreicht und kein Dehnungsunterschied mehr vorhanden ist. Bei weiterer Längenänderung und geringem Kraftzuwachs entstehen nun weitere Risse, bis an keiner Stelle mehr die Betonzugfestigkeit erreicht werden kann. Die *Bernoulli-Hypothese* gilt nun nur noch integral über mehrere Risselemente betrachtet (Bereich 2).

Im Anschluss stellt sich nun das abgeschlossene Rissbild ein (Bereich 3), d.h. an keiner Stelle des Zugstabes herrscht mehr Dehnungsgleichheit. Neue Risse werden nun nicht mehr gebildet, vielmehr weiten sich die vorhandenen Risse auf. Entlang der gesamten Bewehrung wirken Verbundspannungen. Die Rissabstände s_r bewegen sich zwischen der einfachen und doppelten Eintragungslänge und betragen im Mittel $s_{rm} = 1,5 \cdot l_t$, während $\Delta l / l = \varepsilon_{sm}$ gilt.

Bei weiterer Laststeigerung steigen die Dehnungen in der Bewehrung überproportional an und sie kommt ins Fliesen (Bereich 4). Auch bei großen Rissöffnungen, die mit großen Relativverschiebungen zwischen Bewehrung und Beton einhergehen, können noch Kräfte vom Betonstahl in den Beton übertragen werden. Im allgemeinen Sprachgebrauch wird hier der Begriff *duktiler Verbund* verwendet. Vielmehr rührt diese Duktilität aber vom plastischen Verformungsvermögen der Bewehrung her.

Vergleicht man abschließend den gesamten Kurvenverlauf des Stahlbetonzuggliedes mit dem der nackten Bewehrung ist offensichtlich, dass sich das Zugglied über den gesamten Bereich bedeutend steifer verhält. Diese Tatsache liegt in dem Mitwirken des Betons zwischen den Rissen auf Zug begründet und wird als *tension stiffening* bezeichnet. Gemäß [101] ist ein effektives Wirksamwerden des eingelegten Bewehrungsstahls nur bei Rissbildung möglich. Risse sind somit bei Stahlbetonbauteilen nicht als Mangel zu betrachten, vielmehr sind sie, bis zu einer gewissen Rissbreite, ein Zeichen der korrekten und wirtschaftlichen Bemessung und Ausführung.

3.1.2 Verbundmechanismen

Um die Übertragung der Kräfte vom Betonstahl in den Beton zu beschreiben, werden im Allgemeinen drei Verbundmechanismen in Betracht gezogen, wobei hierbei von dem heute üblichen gerippten Bewehrungsstahl ausgegangen wird:

- *Haftverbund* - adhäsive Bindungskräfte
- *Scherverbund* - mechanische Verzahnung der Rippen mit Betonkonsolen
- *Reibungsverbund* - nach Versagen der mechanischen Verzahnung Resttragfähigkeit

Das Verbundverhalten bei gerippten Bewehrungsstählen wird klar vom Scherverbund dominiert. Der Ablauf und die Zusammenhänge dieser Mechanismen lassen sich gut am Detail eines unter Zugbelastung stehenden Bewehrungsstabes in einem Stahlbetonbauteil verdeutlichen, siehe Abb. 3.2.

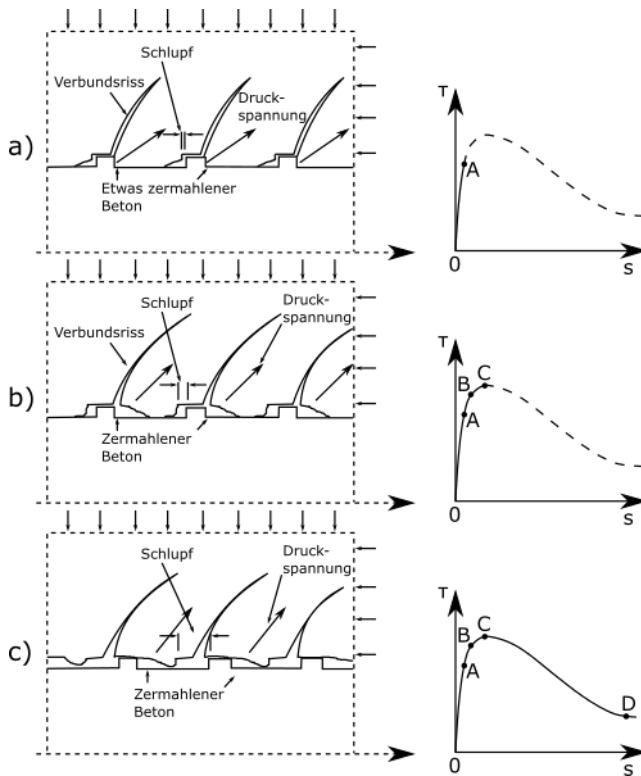


Abb. 3.2: Verbundmechanismen gerippten Betonstahls nach [38]

Der anfangs noch wirksame Haftverbund ist nur sehr gering belastbar und wird bereits bei kleinsten Relativverschiebungen zerstört. Nach dem Überwinden der Adhäsion wird der wesentliche Anteil des Verbundes über die Verzahnung der Rippen des Bewehrungsstahls

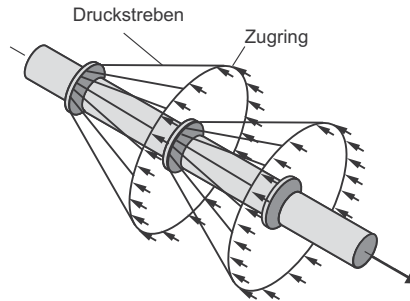


Abb. 3.3: räumlicher Spannungszustand [101]

hergestellt. Hierbei stützen sich die Rippen, unter Bildung von hohen Druckspannungen, auf die vor ihnen befindlichen Betonkonsolen ab. Ausgehend von den Rippen, bilden sich hierbei die in Abb. 3.2 dargestellten kegelförmigen Verbundrisse. Nach dem Überschreiten der maximalen Verbundtragfähigkeit (Punkt C) beginnen die Rippen bei fortschreitendem Schlupf diese Betonkonsolen abzuscheren und der Reibungsverbund tritt in den Vordergrund (Punkt D). Man spricht hierbei von einem *Ausziehversagen*. Auf Spannungsebene können die Druckspannungen in einen Anteil parallel und in einen Anteil radial zur Längsachse der Bewehrung zerlegt werden - man spricht hier von *Verbund-* bzw. *Spaltspannungen*. Der radiale Anteil steht im Gleichgewicht zu den in Abb. 3.3 dargestellten Ringzugspannungen, die sich im umgebenden Beton einstellen. Übersteigen die Ringzugspannungen die Zugfestigkeiten des Betons, bilden sich Risse parallel zur Längsachse der Bewehrung - man spricht von *Spreng- rissversagen*. Durch eine ausreichende Betonüberdeckung kann solch ein Versagen allerdings ausgeschlossen und das bereits geschilderte *Ausziehversagen* erzeugt werden.

Im Rahmen dieser Arbeit wird der Fokus auf das Ausziehversagen gelegt. Eine Erläuterung der in den numerischen Untersuchungen verwendeten Beziehung folgt in Abschnitt 3.1.5.

3.1.3 Modellbildung - Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Wie im vorangegangenen Abschnitt erläutert ist eine Aktivierung der Verbundspannung direkt mit der Existenz einer Relativverschiebung zwischen Bewehrungsstab u_s und Beton u_c , auch *Schlupf* s genannt, verknüpft. Diese Kraftübertragung wird vereinfachend über in der Kontaktfläche wirkende Schub- oder Verbundspannung beschrieben. Bei der Betrachtung eines differentiellen Stababschnittes kann von einer konstanten Verbundspannung ausgegangen und die Differenz der Zugspannungen im Stab $d\sigma_s$ mit den über den Umfang U_S und vom

Schlupf abhängigen, wirkenden Verbundspannungen $\tau_s(s)$ gleichgesetzt werden. Diese stehen dann wiederum im Gleichgewicht mit den Zugspannungsdifferenzen im Beton $d\sigma_c$. [101]

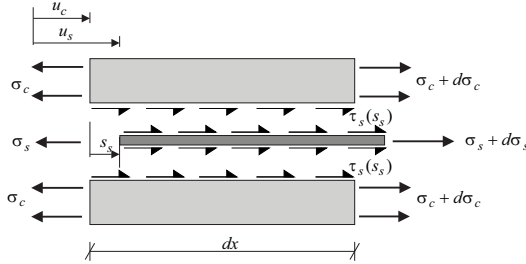


Abb. 3.4: Gleichgewicht am differentiellen Stabelement

$$\tau_s(s) \cdot U_s \cdot dx = A_s \cdot d\sigma_s = -d\sigma_c \cdot A_c \quad (3.1)$$

$$\Rightarrow \frac{d\sigma_s}{dx} = \tau_s(s_s(x)) \cdot \frac{U_s}{A_s} = \tau_s(s_s(x)) \cdot \frac{4}{d_s} \quad (3.2)$$

$$\Rightarrow \frac{d\sigma_c}{dx} = -\tau_s(s_s(x)) \cdot \frac{U_c}{A_c} \quad (3.3)$$

$$\text{mit: } s_s(x) = u_c(x) - u_s(x) \quad (3.4)$$

Die mathematische Verknüpfung von Dehnungen, Relativverschiebungen und Verbundspannungen erfolgt über die *Differentialgleichung (DGL) des verschieblichen Verbundes*. Unter Zuhilfenahme dieser DGL kann die lokal gültige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (VSB) genutzt werden, um eine Aussage über die Verbundspannungsverteilung über die gesamte Länge des Bewehrungsstabes im Bauteil zu treffen. Sie ergibt sich durch zweimaliges Differenzieren von Gleichung (3.4) unter Annahme linear-elastischen Werkstoffverhaltens für Beton und Bewehrung unter Zuhilfenahme von Gleichungen (3.2) und (3.3) zu Gleichung (3.5):

$$s_s''(x) - \tau_s(s) \cdot \left(\frac{U_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{U_s}{E_c \cdot A_c} \right) = 0 \quad (3.5)$$

Aufgrund der deutlich höheren Steifigkeit des Betons im Vergleich zum Betonstahl ist es bei der Lösung der DGL zulässig, den Term $U_s/E_c \cdot A_c$ zu vernachlässigen, bzw. zu null zu setzen. Hierdurch reduziert sich der Rechenaufwand erheblich und der eingebrachte Fehler ist äußerst gering.

3.1.4 Versuche zum Verbundverhalten

Das Verbundverhalten einbetonierter Bewehrungsstäbe wird im Allgemeinen durch Ausziehversuche untersucht. Der Bewehrungsstab wird hierbei mit einer hinreichend kurzen Verbundlänge l_b in den Beton einbetoniert, um die Betrachtungsweise einer konstant wirkenden Verbundspannung über den Umfang des Stabes U_s und l_b zu ermöglichen. Somit kann die Verbundspannung τ_b über die im Versuch wirksame Zugkraft F , der Verbundlänge l_b und dem Stabdurchmesser \varnothing_s durch Gleichung (3.6) ermittelt werden:

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

Diese Verbundspannung wird dann mit dem am unbelasteten Stabende ermittelten Schlupf s in Beziehung gestellt - es ergibt sich die *Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung* (VSB), s. Abschnitt 3.1.5. In der Forschung hat sich für die oben genannte Länge l_b ein Betrag von $5\varnothing_s$ durchgesetzt. Übliche Verbundversuche sind der *RILEM RC5 (pull out test)* und *RILEM RC6 (beam test)*, wobei bei erstgenanntem durch die Geometrie implizit ein Ausziehversagen erzeugt wird. [101]

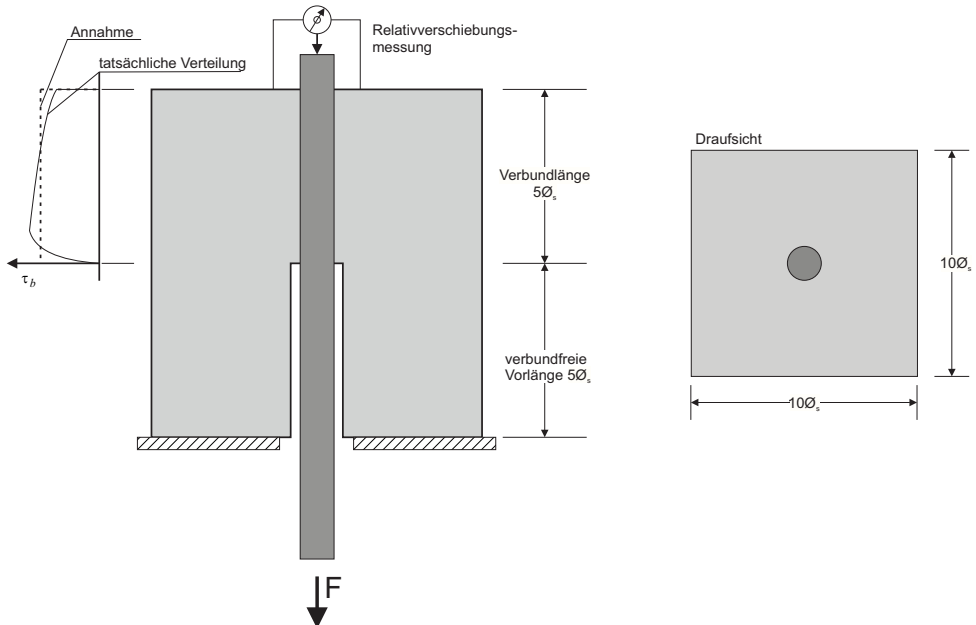


Abb. 3.5: RILEM RC5 pull-out test nach [101]

3.1.5 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Wie in Abschnitt 3.1.2 erläutert, hat sich zur Beschreibung der Verbundwirkung bzw. der Kraftübertragung des Stahls auf den Beton die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (VSB) als allgemein anerkannte Modellbetrachtung durchgesetzt. Hierbei werden die Relativverschiebungen des Stahls (Schlupf) in Bezug zu einer übertragbaren Spannung (Verbundspannung), die über den Umfang des Stahls wirkt, gesetzt. Oft werden adhäsiv wirkende Kräfte und Reibanteile bei dieser Kraftübertragung vernachlässigt und nur die Wirkung der Betonrippen in Betracht gezogen. Die VSB (oft auch „Verbundgesetz“) stellt also kein Materialgesetz im eigentlichen Sinne dar, vielmehr ist sie ein Hilfsmittel, um komplexe physikalische Vorgänge in ein überschaubares Maß und in einen Zusammenhang zu bringen.

Historisch bedingt wurden Verbundmodelle zunächst ausschließlich für Gebrauchstauglichkeitsuntersuchungen ($s_{s,max} \approx 0,25\text{ mm}$) abgeleitet. Erst bei Untersuchungen zur Traglast bei Erdbebenbeanspruchung, bspw. von Rahmenknoten, wurde versucht, den kompletten Verlauf der Verbundspannungen bis hin zum Ausziehen des Stabes im Modell abzubilden. [99] Der Verlauf der VSB hängt gemäß [11] von zahlreichen Einflussfaktoren, wie Rippengeometrie, Lage der Stäbe beim Betonieren, Betongüte, Betondeckung, Spannungszustand, u.a., ab.

Im Rahmen dieser Arbeit wird die in [11] angegebene VSB verwendet, die auf dem von [38] entwickelten analytischen Modell basiert und sich aus den Gleichungen (3.7)–(3.10) zusammensetzt. Der Verlauf dieser in Abb. 3.6 dargestellten Funktion stellt somit eine durchschnittliche Beziehung dar, die zahlreiche Anwendungsfälle abdeckt. An dieser Stelle soll erwähnt werden, dass bei Berechnungen mit Hilfe von Tab. 3.1 die Stahldehnungen auf die Fließdehnung $\varepsilon_{s,y}$ begrenzt sind.

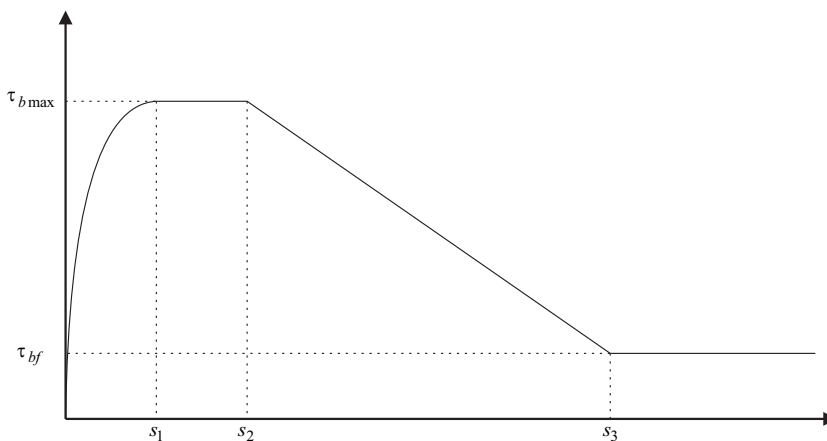


Abb. 3.6: Analytische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [11]

$$\tau_{b0} = \tau_{bmax} \cdot \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{für } 0 \leq s \leq s_1 \quad (3.7)$$

$$\tau_{b0} = \tau_{bmax} \quad \text{für } s_1 \leq s \leq s_2 \quad (3.8)$$

$$\tau_{b0} = \tau_{bmax} - (\tau_{bmax} - \tau_{bf}) \cdot \frac{s - s_2}{s_3 - s_2} \quad \text{für } s_2 \leq s \leq s_3 \quad (3.9)$$

$$\tau_{b0} = \tau_{bf} \quad \text{für } s_3 < s \quad (3.10)$$

Tab. 3.1: Parameter Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach [11]

	Ausziehversagen		Sprenggrissversagen			
	guter Verbund	schlechter Verbund	Guter Verbund		schlechter Verbund	
			ohne Bügel	mit Bügel	ohne Bügel	mit Bügel
τ_{bmax}	$2,5\sqrt{f_{cm}}$	$1,25\sqrt{f_{cm}}$	$7,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0,25}$	$8,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0,25}$	$5,0 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0,25}$	$5,5 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25} \right)^{0,25}$
s_1	1,0 mm	1,8 mm	$s(\tau_{bmax})$	$s(\tau_{bmax})$	$s(\tau_{bmax})$	$s(\tau_{bmax})$
s_2	2,0 mm	3,6 mm	s_1	s_1	s_1	s_1
s_3	c_{clear}	c_{clear}	$1,2 \cdot s_1$	$0,5 \cdot c_{clear}$	$1,2 \cdot s_1$	$0,5 \cdot c_{clear}$
α	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
τ_{bf}	$0,4 \cdot \tau_{bmax}$	$0,4 \cdot \tau_{bmax}$	0	$0,4 \cdot \tau_{bmax}$	0	$0,4 \cdot \tau_{bmax}$

Bei der differenzierten Betrachtung der in Tab. 3.1 gezeigten Werte wird offensichtlich, dass das Verbundspannungsmaximum τ_{bmax} im Gebrauchszustand, allein schon aufgrund der Rissbreitenbeschränkung, niemals erreicht werden wird. Somit wäre es zulässig, bei Berechnungen oder Simulationen nur den ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu berücksichtigen. Auf solch eine Vereinfachung wird im Rahmen dieser Arbeit aber verzichtet, s. Kapitel 5. Weiterhin wird die Ermüdung des Verbundes einbetonierter Bewehrung in dieser Arbeit nicht betrachtet, da ein Versagen dieses Verbundes bei verstärkten Stahlbetonbauteilen nicht maßgebend wird, s. Abschnitt 3.3.3.

Zuggurtmodell nach Sigrist

Da die allgemeine Lösung der DGL des verschieblichen Verbundes, bspw. mit dem Verbundan-satz nach Abschnitt 3.1.5, in einem erheblichen Rechenaufwand mündet und für den baupraktisch tätigen Ingenieur nicht zweckmäßig ist, entwickelte [86] ein anerkanntes Verbundgesetz mit einem bilinearen starr-ideal plastischem Ansatz, s. Abb. 3.7.

In seinem Ansatz ist die Verbundspannung konstant und somit unabhängig vom vorhandenen Schlupf. Lediglich eine Reduktion der übertragbaren Verbundspannung bei Fließbeginn

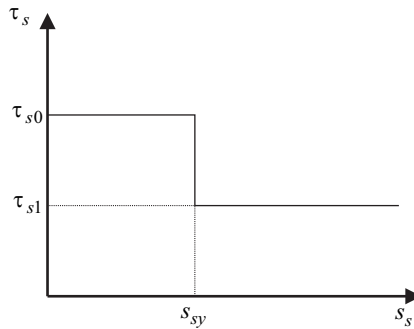


Abb. 3.7: Bilineares starr-ideal plastisches Verbundgesetz nach [86]

der Bewehrung (bezeichnet mit s_{sy}) auf 50 Prozent wird berücksichtigt; s. Glg. 3.11 und 3.12. Hiermit entfällt die aufwändige Lösung der DGL des verschieblichen Verbundes und die Spannungsverläufe entlang der Bewehrung können direkt über eine Gleichgewichtsbetrachtung ermittelt werden. Gemäß [59] ergeben sich bei Anwendung dieses vereinfachten Ansatzes kaum Abweichungen beim Dehnungsverlauf im Vergleich zur Verwendung von weitaus komplexeren Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wie bspw. aus [11].

$$\tau_{s0} = 0,6 \cdot f_c^{2/3} = 2 \cdot f_{ct} \quad (3.11)$$

$$\tau_{s1} = 0,3 \cdot f_c^{2/3} = f_{ct} \quad (3.12)$$

3.2 Verbundverhalten aufgeklebter Bewehrung

3.2.1 Bedeutung des Verbundes

Das Verbundverhalten aufgeklebter Bewehrungselemente unterscheidet sich grundsätzlich von dem der einbetonierten Bewehrung. Um dies zu verdeutlichen, soll hier analog zu Abschnitt 3.1.1 ein lamellenverstärktes Betonzugglied (Abb. 3.8) diskutiert werden.

Zu Beginn ist das Zugglied ungerissen und es gelten die gleichen Gesetzmäßigkeiten wie bei einbetonierter Bewehrung.

Bei steigender Zugkraft stellt sich nun ein Riss ein und die Zugkraft im Riss wird komplett von der Lamelle übernommen. Diese wird hierbei im Rissquerschnitt stark gedehnt und abhängig vom Verbundverhalten stellt sich erst ab der *aktivierten* Verbundlänge wieder Dehnungsgleichheit des Betons und der Lamelle ein. Als aktivierte Verbundlänge wird im Rahmen dieser Arbeit somit der Bereich definiert, in dem sich ein Dehnungsunterschied zwischen Lamelle und Beton einstellt, also Verbundspannungen wirksam sind. Bei kleinen Rissöffnungen stellt sich

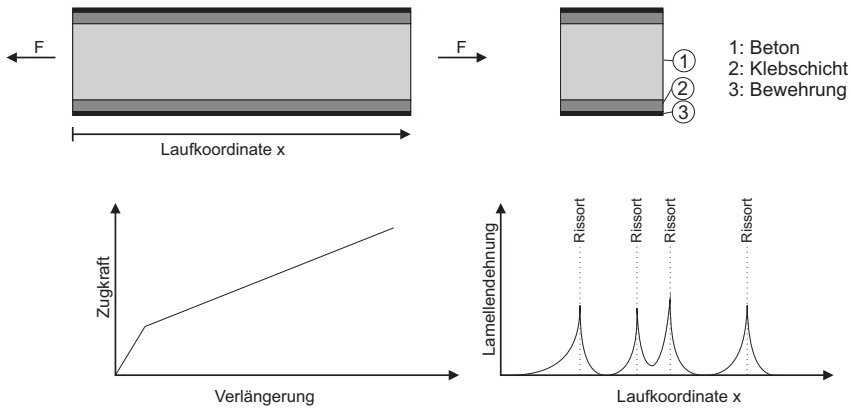


Abb. 3.8: lamellenverstärktes Betonzugglied - Querschnitt, Last-Verlängerungs-Kurve und Dehnungsverlauf Lamelle nach mehrfacher Rissbildung

durch die derzeit üblichen Klebschichten ein äußerst steifes Verbundverhalten ein. Hierdurch ergeben sich ausgehend vom Rissufer große Dehnungsgradienten der Lamelle und kleine aktivierte Verbundlängen. Ein neuer Riss bildet sich sobald durch den Verbund in einem gewissen Abstand vom Rissufer im Betonquerschnitt wiederum die Betonzugkraft erreicht ist. Die Rissabstände sind somit u. a. abhängig von den Verbundeigenschaften der Fügepartner, die sich über die Klebschicht steuern lassen.

Bei zunehmender Beanspruchung bzw. Rissöffnung wird der Verbund sukzessive geschädigt und es stellt sich ein Erweichen des Verbundes ein. Die aktivierte Verbundlänge nähert sich dem Grenzwert der *effektiven* Verbundlänge, die im Abschnitt 3.2.4 erläutert wird.

3.2.2 Verbundmechanismen

Bei geklebter Bewehrung wird die Verbindung zwischen Beton und Bewehrung durch eine nachgiebige Zwischenschicht, der Klebschicht, hergestellt. Das Verbundverhalten kann grundsätzlich mit den gleichen Mechanismen wie bei einbetonierter Bewehrung beschrieben werden: *Adhäsion*, *Reibung* und *Verzahnung*. Die dominierende Rolle spielt aber mit großem Abstand die Adhäsion. Die auftretenden Unterschiede im Verbundverhalten liegen in der Tatsache begründet, dass die aufgeklebte Bewehrung nicht von Beton umschlossen ist, sich also kein dreidimensionaler Spannungszustand durch den Umschließungseffekt einstellen kann. Hierdurch wird keine Verformungsbehinderung durch Reibungs- und Verzahnungseffekte ermöglicht; sobald die Adhäsionskräfte überwunden sind kann sich die aufgeklebte Bewehrung vom Betonuntergrund frei lösen.

Im Folgenden soll das Verformungsverhalten nun an einem diskreten Verbundelement, bestehend aus Beton - Klebschicht - Bewehrung (bswp. Lamelle), grundlegend erläutert werden, s. Abb. 3.9.

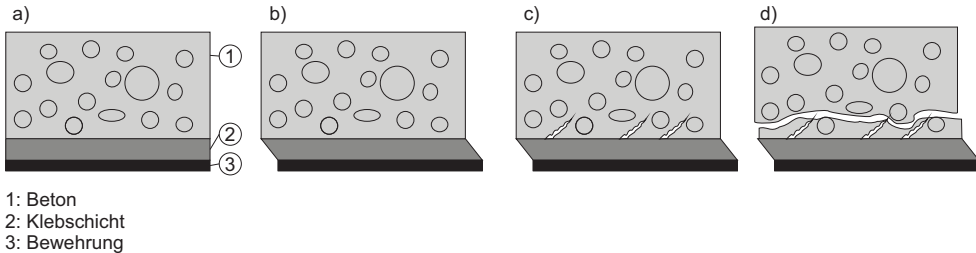


Abb. 3.9: Verbundmechanismen aufgeklebter Bewehrungselemente

Die Relativverschiebungen s_L setzen sich gemäß [54] als Summe aus den Verzerrungen γ der Klebschicht und den Betonverformungen einer gewissen Grenzschicht zusammen. Erstere sind vorrangig von der Steifigkeit und dem elastischen bzw. plastischen Verformungsvermögen der Klebschicht abhängig.

Bei kleinen Belastungen bzw. Verformungen, s. Abb. 3.9 b, verhält sich das Verbundsystem rein linear-elastisch und die auftretenden Relativverschiebungen können allein der Klebschicht zugewiesen werden. Bei steigender Beanspruchung, durch ein entfestigendes Verhalten gekennzeichnet, bilden sich Verbundrisse in der oberflächennahen Betonschicht (Abb. 3.9 c). Diese sind in Verformungsrichtung geneigt und vereinigen sich beim Verbundversagen zu einer Bruchebene parallel zur Ebene des aufgeklebten Bewehrungselementes, s. Abb. 3.9 d.

Grundsätzlich kann ein Verbundversagen auch kohäsiv in der Klebschicht bzw. der Lamelle oder adhäsiv an den Grenzflächen Klebschicht–Beton bzw. Klebschicht–Lamelle stattfinden. Durch die korrekte Wahl der Materialien und eine ausreichende Oberflächenvorbereitung können diese Versagensmodi allerdings vermieden werden und es kommt zu einem Kohäsionsbruch in der oberflächennahen Betonschicht. Dieser Bruch tritt hierbei ohne große Versagensvorankündigung mit geringer Energiedissipation ein – man spricht von einem *spröden Verbundversagen*. Diese Bruchebene kann hierbei, insofern einbetonierte Bewehrung zusätzlich vorhanden ist, in verschiedenen Tiefen des Betons verlaufen (s. Abb. 3.10):

- a) im oberflächennahen Beton mit einer Tiefe von wenigen mm,
- b) auf der Höhe der einbetonierten Bewehrung, die hier als Trennschicht fungiert.

Die hier dargestellten Mechanismen gehen von einer reinen Schubbeanspruchung der Klebschicht aus. Der Bruchmechanismus wird somit als ein “Modus II-Versagen“ idealisiert und führt zu der in Abschnitt 3.2.3 erläuterten Modellbildung. Bei biegeverstärkten Bauteilen konn-

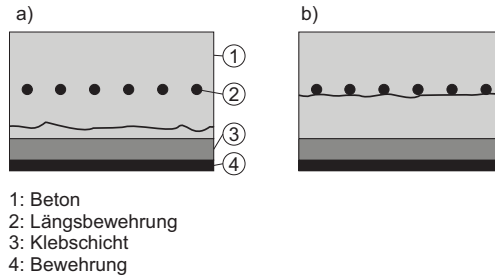


Abb. 3.10: verschiedene Entkopplungsebenen im Beton

te allerdings zusätzlich eine Beanspruchung des Verbundsystems aus dieser Schubebene heraus beobachtet werden. [57] führte hierbei den Begriff des *vertikalen Schubrissversatzes* als ursächlichen Grund für das Abschälen der Lamellen in Bauteilversuchen ein. Gemäß [74] dominiert allerdings auch hier der schubbeanspruchte Anteil das Verbundversagen. Der Vollständigkeit halber soll darauf hingewiesen werden, dass die derzeit verwendeten Klebschichten mit einem ausgesprägten sprödem Verbundverhalten äußerst sensibel auf eine Kombination aus Schub- und Normalbeanspruchung reagieren. Der Effekt des Schubrissversatzes wird in dieser Arbeit nicht näher untersucht, wurde aber in den eigens durchgeführten Experimenten beobachtet, vgl. Abschnitt 6.7.

3.2.3 Modellbildung - Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes

Angelehnt an die Betrachtungen in Abschnitt 3.1.2 wird die wirksame Kraftübertragung von Bewehrungselement zu Beton hier ebenso an die entsprechenden Relativverschiebungen gekoppelt, s. Abb. 3.11.

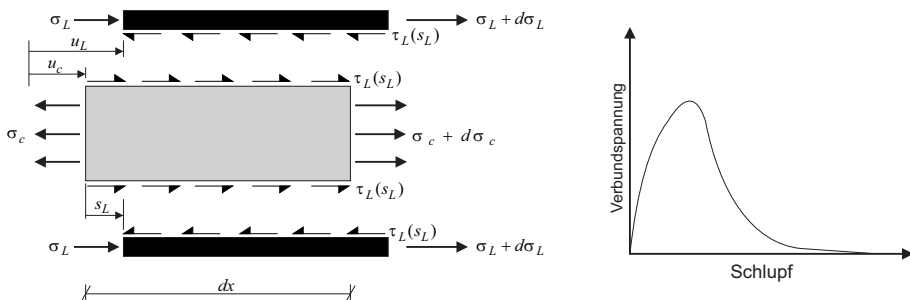


Abb. 3.11: differentielles Verbundelement aufgeklebter Bewehrung (links) und exemplarische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (rechts) nach [94]

Wird der gesamten aufgeklebten Bewehrung eine Breite b_L und eine Dicke t_L zugeordnet, ergeben sich, analog zu Abschnitt 3.1.3, folgende kinematische Zusammenhänge: ([94]).

$$s_L(x) = u_L(x) - u_c(x) \quad \Rightarrow \quad \frac{ds_L}{dx} = \frac{du_L}{dx} - \frac{du_c}{dx} = \varepsilon_L - \varepsilon_c \quad (3.13)$$

Aus dem Gleichgewicht der Kräfte am Schnittkörper folgt:

$$d\sigma_c \cdot A_c + d\sigma_L \cdot A_L = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{d\sigma_c}{dx} = \frac{d\sigma_L}{dx} \cdot \frac{A_L}{A_c} \quad (3.14)$$

$$d\sigma_L \cdot \frac{b_L}{2} \cdot t_L - \tau_L(s_L) \cdot \frac{b_L}{2} \cdot dx = 0 \quad \Rightarrow \quad \frac{d\sigma_L}{dx} = \frac{\tau_L(s_L)}{t_L} \quad (3.15)$$

Durch nochmaliges Differenzieren von Gleichung (3.13) und der Annahme linear-elastischen Materialverhaltens ergibt sich durch Einsetzen von Gleichungen (3.14) und (3.15) die Gleichung (3.16):

$$s_L''(x) - \tau_L(s_L) \cdot b_L \left(\frac{1}{A_L \cdot E_L} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} \right) = 0 \quad (3.16)$$

Da im Normalfall die Betonverformungen vernachlässigbar gering sind, vereinfacht sich Gleichung (3.16) zu Gleichung (3.17):

$$s_L''(x) - \frac{\tau_L(s_L)}{A_L \cdot E_L} = 0 \quad (3.17)$$

Durch die Verwendung entsprechender VSB ist man mit Gleichung (3.17) nun in der Lage, Aussagen über den Dehnungsverlauf der geklebten Bewehrung über die Verbundlänge treffen zu können. Zur Anwendung kommt dies in Abschnitt 5.5. Für einige Ansätze (konstante, linear-elastische) oder Spezialfälle, bspw. Endverankerungssituation, existieren analytische Lösungen.

3.2.4 Versuche zum Verbundverhalten

Im Gegensatz zur einbetonierten Bewehrung ist es für aufgeklebte Bewehrungselemente nicht möglich, eine repräsentative Verbundlänge zu definieren, bei der die Annahme einer konstanten Schubspannungsverteilung gilt. Ursächlich hierfür ist das durch die Klebschicht beeinflusste steife Verbundverhalten und die sich hieraus ergebenden großen Dehnungsgradienten. Die Schubspannungen kurzer Verbundlängen nähern sich nur für deutlich weichen Verbund einer konstanten Verteilung an, vgl. Walendy [97].

In der Literatur findet sich eine Vielzahl an Verbundversuchen, wobei der Idealisierung des Endverankerungsbereichs der größte Anteil zufällt. Die verschiedenen Möglichkeiten zur Idealisierung des Endverankerungsbereiches in einen Versuchsaufbau sind in Abb. 3.12 dargestellt.

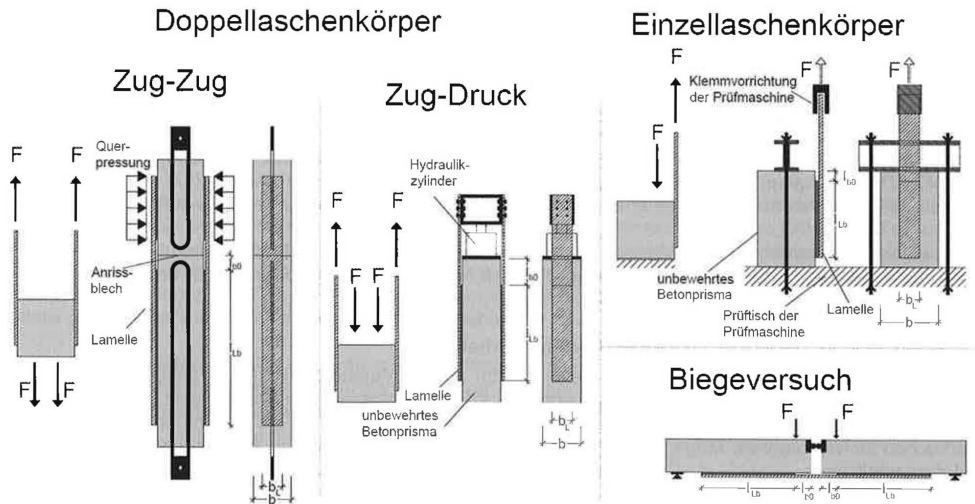


Abb. 3.12: Übersicht über die verschiedenen Möglichkeiten zur Durchführung von idealisierten Endverankerungsversuchen aus [100]

Die Verbundversuche werden meist als Einzellaschen- oder Doppellaschenkörper durchgeführt, vgl. hierzu [76, 54, 102, 74, 75]. In Deutschland kam in der Vergangenheit meist der Doppellaschenkörper zum Einsatz, während sich im Ausland eher der Einzellaschenkörper in der Druck-Zug-Kombination durchsetzte. Er bietet den Vorteil, lediglich eine Seite des Versuchskörpers überwachen und auswerten zu müssen. Negativ zu bewerten, ist das in den Versuchskörper eingebrachte Moment. Die bei Doppellaschenkörpern angenommene vollkommene Symmetrie der Lasteinleitung in die geklebte Bewehrung ist allerdings aufgrund der großen Inhomogenitäten des Untergrundes und evtl. Fehlstellen durch die Verklebung von Grund auf in Frage zu stellen. Im Rahmen der Arbeit kommen Einzellaschenkörper in einer Zug-Druck-Ausführung zum Einsatz.

Ein typisches Ergebnis von Endverankerungsversuchen ist in der Abb. 3.13 dargestellt. Der Schlupf ist hierbei global zu betrachten und definiert die Relativverschiebung zwischen Textil und Beton last-seitig am Klebebeginn.

In Abb. 3.13 (links) ist das Verhalten bis zum Punkt A als annähernd linear-elastisch zu beschreiben, während im Bereich AB eine starke Nichtlinearität folgt. Im Anschluss bildet sich

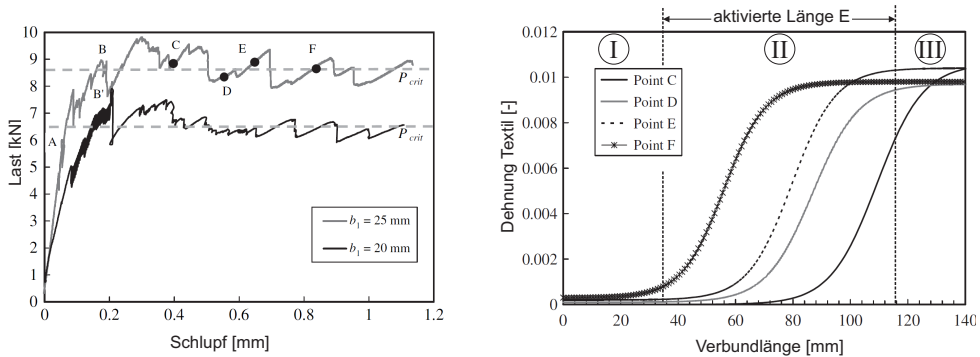


Abb. 3.13: typische Kraft-Schlupf-Kurve zweier Endverankerungsversuche (links) und Textildehnung über die Verbundlänge im Bereich des Lastplateaus (rechts) aus [89]

eine annähernd konstante Last-Schlupf-Kurve (Lastplateau) aus. Dies ist ein Indiz dafür, dass die maximal mögliche Verbundlänge aktiviert wurde und somit die Verbundtragfähigkeit bestimmbar wird.

Bei der Betrachtung der Dehnungsdaten (Abb. 3.13 (rechts)) über die Verbundlänge können drei Bereiche ausgemacht werden:

- I Bereiche ohne Dehnung
- II Bereiche mit Dehnungsänderung
- III Bereiche mit konstanter Dehnung

Der Bereich der Spannungsübertragung wird im Folgenden als *aktivierte* Verbundlänge (englisch: *stress transfer zone, STZ*) bezeichnet. Im Bereich des Lastplateaus hat sich diese voll ausgebildet (Bereich II) und man spricht von der *effektiven* Verbundlänge [89]. Die S-Kurve verschiebt sich dann durch Ausbildung eines entkoppelten Verbundbereiches an der last-zugewandten Seite immer weiter in Richtung der last-abgewandten Seite. Diese Sachverhalte konnten auch in den eigenen Versuchen beobachtet werden.

Zur Ermittlung der VSB, die dann bspw. in Gleichung (3.17) für die Berechnung von Verbund-situationen eingesetzt werden kann, bieten sich grundsätzlich zwei Möglichkeiten an:

1. Bestimmung der VSB aus den gemessenen Dehnungen des aufgeklebten Bewehrungselementes;
2. Bestimmung der Beziehung aus den globalen Last-Schlupf-Kurven des Experimentes durch Regressionsanalyse.

Wählt man die erste Vorgehensweise ist eine Dehnungsermittlung im Bewehrungselement über die gesamte Verbundlänge mit einer hohen Ortsauflösung notwendig. Die Ermittlung der Beziehung kann dann ortsgebunden über alle Laststufen (lokal) oder für ausgewählte Laststufen

über die gesamte Verbundlänge (global) erfolgen. In der Literatur werden die auf beiden Wegen ermittelten Beziehungen oft als lokal gültig betrachtet. Genau genommen stellen letztere aber eher Beziehungen auf Makroebene dar. Werden diese Beziehungen zur Nachrechnung von Verbundsituationen genutzt, ergibt sich allerdings eine gute Übereinstimmung. Somit wird dieser Ansatz bei der Simulation und Auswertung von Verbund- und Bauteilversuchen verfolgt. Hierbei wird der Entkopplungsbeginn als Zeitpunkt des Erreichens des Dehnungsplateaus in den Dehnungs-Schlupf-Kurven definiert. Durch diese Vorgehensweise werden die Reibanteile des Verbundes egalisiert. [99] Im Folgenden sollen ausgewählte Verbundansätze aufgelistet und kurz diskutiert werden.

3.2.5 Verbundansätze

Die zahlreichen in der Literatur verfügbaren Ansätze zur Beschreibung des Verbundverhaltens aufgeklebter CFK-Lamellen unterscheiden sich hinsichtlich ihrer Form und Komplexität, s. Abb. 3.14. Eine Zusammenstellung unterschiedlichster Ansätze und ein Vergleich der Lösungen im Fall der Endverankerung kann bspw. [29] entnommen werden. Ausgewählte Ansätze für aufgeklebte Bewehrungselemente aus CF-Gelegen und CFK-Lamellen sind in [65, S.923] enthalten.

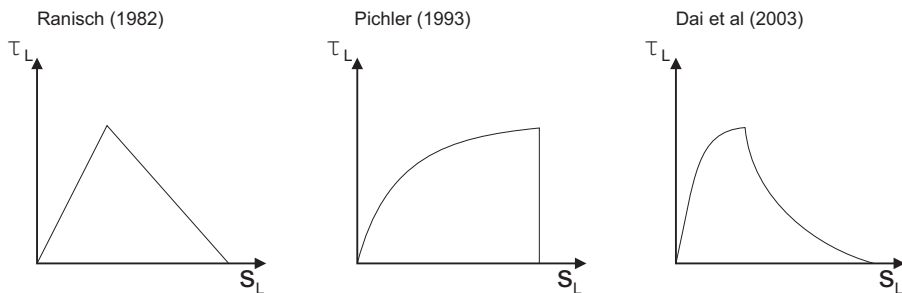


Abb. 3.14: ausgewählte Verbundansätze für aufgeklebte Bewehrung (schematisch)

Grundsätzlich kann eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung für aufgeklebte Bewehrungselemente durch folgende Parameter bzw. Definition der vorherrschenden Randbedingungen in hinreichender Form festgelegt werden [65]:

- Betongüte,
- Zugsteifigkeit (bzw. E-Modul) der Lamelle oder des Textils,
- Schubsteifigkeit (bzw. Schub-Modul) des Klebstoffs/Klebschicht,
- Festigkeit des Klebstoffs/Klebschicht,
- (geklebte) Verbundlänge,
- Verhältnis Verbundbreite/Betonbreite.

Durchgesetzt hat sich aufgrund der vergleichsweise relativ einfachen Beschreibung bei gleichzeitiger hoher Rechengenauigkeit ein abschnittsweise linearer Ansatz mit einem linear-elastischen und einem linear-entfestigendem Ast, der *bilineare* Verbundansatz (vgl. Abb. 3.14 (links)). Da dieser im Rahmen der Arbeit sowohl bei den numerischen Untersuchungen als auch später bei der experimentellen Verbunduntersuchungen als Eingangs- und Zielfunktion gewählt wird, erfolgt hier eine etwas genauere Erläuterung.

3.2.6 Bilinearer Verbundansatz

Der bilineare Verbundansatz ist allgemein durch die Parameter τ_{L1} , s_{L1} und s_{L0} festgelegt (s. Abb. 3.15) und die jeweilige Verbundspannung τ_L ist mit folgenden funktionellen Beziehungen beschreibbar:

$$\tau_L = \frac{\tau_{L1}}{s_{L1}} \cdot s_L \quad \text{für } s_L \leq s_{L1} \quad (3.18)$$

$$\tau_L = \tau_{L1} - \frac{\tau_{L1}}{s_{L0} - s_{L1}} \cdot (s_L - s_{L1}) \quad \text{für } s_{L1} < s_L < s_{L0} \quad (3.19)$$

$$\tau_L = 0 \quad \text{für } s_L > s_{L0} \quad (3.20)$$

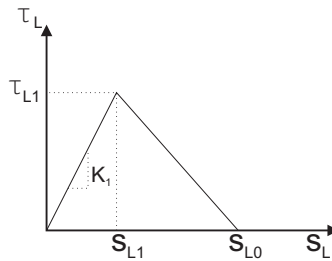


Abb. 3.15: *bilinearer* Verbundansatz

Die Fläche unter der Kurve wird als Verbundbruchenergie G_F definiert und kann bruchmechanisch als die Energie betrachtet werden, die zum vollständigen Lösen bzw. Versagen eines Einheitsverbundelementes notwendig ist. Die Steigung des linear-elastischen Astes ist durch den Wert K_1 definiert.

In der Literatur sind zahlreiche Ansätze zur Definition der Randparameter aufzufinden [76, 54, 74, 75, 99]. Ein Beispiel für epoxidharzbasierte Klebschichten ist in Tab. 3.2 aufgeführt. Grundsätzlich ergeben sich die zuvor erwähnten Einflüsse auf die zu bestimmenden Parameter aus Klebschichtdicken, geometrischen und mechanischen Eigenschaften der Bewehrung, Breiteneinflüssen und Untergrundeigenschaften. [99]

Tab. 3.2: Parameter für bilineares Verbundgesetz

Bewehrungstyp		τ_{L1} [N/mm^2]	s_{L1} [mm]	s_{L0} [mm]
Lamelle [40]	Mittelwert	$0,53 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surface}}$	0,0063	0,21
	5%-Fraktil	$0,37 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surface}}$	-	0,20
Gelege [40]	Mittelwert	$0,72 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surface}}$	0,0107	0,24
	5%-Fraktil	$0,44 \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm,surface}}$	-	0,23
Lamellen und Gelege [9]	Mittelwert	$0,50 \cdot k_b^2 \cdot f_{cm}^{2/3}$	-	0,25
	5%-Fraktil	$0,23 \cdot k_b^2 \cdot f_{cm}^{2/3}$	-	0,25

Verbundspannungsmaximum τ_{L1}

Da der maßgebende Versagensmodus das Ausbrechen oberflächennaher Betonschichten ist, wird die Ermittlung der Parameter auf maßgebliche Eigenschaften des Betons wie Druck- und/oder Oberflächenzugfestigkeit zurückgeführt. Der Vorteil einer solchen Betrachtungsweise ist zudem, dass bei der praktischen Durchführung einer Verstärkungsmaßnahme letzterer Randparameter relativ einfach zu bestimmen ist. Dem Autor erscheint es sinnvoll, die Parameter bruchmechanisch möglichst vereinfacht zu ermitteln. Neubauer [74] ermittelte beispielsweise, aufbauend auf [54], die maximale Verbundspannung τ_{L1} mit Hilfe der Mohr-Coulombschen-Bruchhypothese unter der Annahme einer reinen Schubbeanspruchung. Somit vereinfacht sich die Ermittlung des unteren Grenzwertes von τ_{L1} zu Gleichung (3.21):

$$\tau_{L1} = 1,8 \cdot f_{ctm,surf} \cdot k_b \quad (3.21)$$

Dieser Sachverhalt trifft zwar genau genommen nur in einem begrenzten mittleren Bereich des Bewehrungsquerschnittes zu, stellt aber eine untere Abschätzung dar und ist somit auf der sicheren Seite. Die Verbundspannung hängt somit direkt von der Oberflächenzugfestigkeit des Betons $f_{ctm,surf}$ ab. Eine Diskussion des Breiteneinflussfaktors k_b folgt in einem späteren Teil dieses Abschnittes.

Elastischer Grenzschlupf s_{L1}

Für die Ermittlung der elastischen Grenzverformung s_{L1} bietet es sich an, lediglich die Verformungen der Klebschicht zu berücksichtigen, da diese vor der Ausbildung der erwähnten Verbundrisse maßgebend sind. Dieser Effekt verstärkt sich bei elastischen Klebschichten. Aufbauend auf den Betrachtungen in Abschnitt 2.4.3, kann eine einfache Beziehung zur Bestimmung der elastischen Verformungsfähigkeit gefunden werden, die auch in Ranisch [76]

enthalten ist. Er schlug vor, die Verbundsteifigkeit über den Quotienten aus Klebschichtdicke t_a und den Schubmodul der Klebschicht G_a zu berücksichtigen. Diesem Vorschlag wird im Rahmen dieser Arbeit gefolgt, da somit direkt der Einfluss unterschiedlicher Festigkeitseigenschaften und Geometrien der Klebschichten berücksichtigt werden kann.

$$s_{L1} = \frac{t_a}{G_a} \cdot \tau_{L1} \quad (3.22)$$

In [68] wird empfohlen, zusätzlich die aktivierte Tiefe oberflächennaher Betonschichten zur Definition der elastischen Steifigkeit heranzuziehen. Da für elastische Klebschichten der Verformungsanteil aus der Klebschicht selbst dominiert, kann der Anteil aus der Betonverformung vernachlässigt werden.

Entkopplungsschlupf s_{L0}

Die Ermittlung der Schlupfes zum Zeitpunkt der Entkopplung s_{L0} kann indirekt über die im Experiment ermittelten Bruchenergien G_F oder direkt aus den ermittelten VSB erfolgen. Hier sei vorab auf den evtl. Unterschied der ermittelten Bruchenergien aus Entkopplungslast und Dehnungsmessung hingewiesen, vgl. Abschnitt 3.2.6 - Breiteneinfluss. Der Entkopplungsschlupf s_{L0} liegt für aufgeklebte Lamellen, die mit epoxidharzbasierten Klebstoffen appliziert wurden, in der Größenordnung von 0,2 mm bis 0,3 mm. Dies bekräftigt die Definition eines *spröden* Verbundversagens.

Bruchenergien

Die Bruchenergie G_F hängt, wie bereits erwähnt, von der Betongüte, den Eigenschaften der Klebschicht und den Oberflächencharakteristika ab. Gemäß [68] ergibt sich durch diese Abhängigkeit die Möglichkeit, die Bruchenergie durch Gleichung (3.23) mit k_b nach Gleichung (3.27) auszudrücken, wobei der Wert k durch eine versuchsbasierte Bemessung gemäß DIN EN 1990 ermittelt wird. Dieser ergibt sich bei den derzeit verwendeten Klebschichten bzw. Systemen für Mittelwerte der Bruchenergie zu 0,25, bzw. zu 0,17 für das 5%-Fraktil (vgl. [9]).

$$G_F = k^2 \cdot k_b^2 \cdot f_{cm}^{2/3} \quad (3.23)$$

Neubauer [74] ging bei der Ermittlung der Bruchenergie ähnlich vor und erhielt folgende Bestimmungsgleichung mit k_b nach Glg. 3.26, wobei er für Mittelwerte von G_F den Parameter C_F zu 0,202 setzte.

$$G_F = k_b^2 \cdot C_F \cdot f_{ctm,surf} \quad (3.24)$$

Zilch et al. [102] ermittelten G_F mit folgender Gleichung, wobei hier der Breitereinfluss aufgrund der Betrachtungen von [75] unberücksichtigt bleibt.

$$G_F = 4,27 \cdot 10^{-2} \cdot \sqrt{f_{cm,cube} \cdot f_{ctm,surf}} \quad (3.25)$$

Im Rahmen dieser Arbeit werden die experimentell ermittelten Bruchenergien mit den nach Glg. 3.24 ermittelten Werten verglichen. Der Nachteil dieser Betrachtungsweise ist allerdings, dass keiner der hier vorgestellten Ansätze in der Lage ist, den Einfluss der Klebschichteigenschaften und -geometrien auf die Bruchenergie abzubilden. Dies ist bei den derzeit verwendeten Klebstoffen mit hohen Steifigkeiten allerdings auch nicht notwendig, da sich Material- und Geometrieunterschiede der Klebschichten nicht signifikant auf effektive Verankerungslängen oder Bruchenergien auswirken. Vergleicht man die verschiedenen in der Literatur angegebenen Ansätze ergeben sich bspw. bei der Bruchenergie G_F allerdings Abweichungen von 30 bis 50 Prozent. [94] Eine exakte Festlegung auf einen *korrekten* Ansatz kann somit nicht gelingen.

Breiteneinfluss

Die Berücksichtigung des Breitereinflusses bzw. das Verhältnisses aus Lamellenbreite b_L und Breite des Betonkörpers b_c ist laut Niedermeier [75] bruchmechanisch nicht begründbar, da sich die Bruchprozesszone in seinen Untersuchungen unabhängig von der Lamellenbreite immer unmittelbar unter derselben Fläche befindet und somit kein Einfluss des Breitenverhältnisses vorhanden sei.

Diesen Überlegungen stehen Betrachtungen von Subramaniam et al. [89] entgegen. Die Autoren zeigen, dass sich die Lamellenspannungen über die Breite nicht gleichförmig ausbilden und lediglich im mittleren Bereich eine reine Schubbeanspruchung des Verbundes vorliegt. Es konnte eine Zunahme der maximal übertragbaren Spannung mit größer werdendem Verhältnis b_L/b_c festgestellt werden, s. Abb. 3.16.

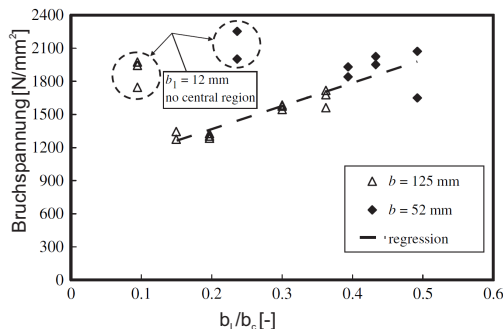


Abb. 3.16: Bruchspannung im Textil je nach Breitenverhältnis [89]

Dieser Effekt verstärkt sich bei steifen Klebschichten und liegt in der Tatsache begründet, dass mit zunehmender Lamellenbreite die Breite mit gleichförmigem Spannungszustand in Längsrichtung anwächst; der Einfluss der inhomogenen Randbereiche also gemindert wird. Walendy [97] stellte bspw. in seiner Arbeit bei der Verwendung von sehr weichen Klebschichten keinen Breitereinfluss fest.

Dieser Sachverhalt wird bei der Auswertung der Endverankerungsversuche in Kapitel 6 nochmals diskutiert, da hier Versuche mit unterschiedlichen Verhältnissen b_L/b_c ausgewertet und verglichen werden. In der Literatur wird oft die aus Entkopplungslasten ermittelte Bruchenergie (s. Gleichung (3.28)) mit der Fläche unter der VSB gleichgesetzt. Wurde letztere aus Dehnungsmessungen in der Mitte der Lamelle ermittelt, können sich hier bei steifen Klebschichten große Abweichungen ergeben.

Der Breitereinflussfaktor k_b ist nach [74] durch Gleichung (3.26) definiert:

$$k_b = 1 \leq 1,06 \cdot \sqrt{\frac{2 - b_L/b_c}{1 + b_L/400}} \leq 1,29 \quad (3.26)$$

Alternativ wird in [68] folgende Bestimmungsgleichung angegeben. Eine Obergrenze wird nicht definiert.

$$k_b = 1 \leq \sqrt{\frac{2 - b_L/b_c}{1 + b_L/b_c}} \quad (3.27)$$

Bruchmechanische Deutung

In Versuchen konnte gezeigt werden, dass eine Vergrößerung der verklebten Länge nicht unweigerlich zu einer Kraftsteigerung führt, sondern eine asymptotische Annäherung an einen Grenzwert erfolgt, der direkt mit der Bruchenergie G_F korreliert. Der wirksame Verbund zwischen Bewehrungselement und Beton ist somit auf eine *effektive Verbundlänge* begrenzt, die von Art und Steifigkeit des Bewehrungselementes, Eigenschaften der Klebschicht und des Betons abhängt.

Für den Einzelriss- bzw. Endverankerungszustand ergibt sich mit dem bilinearen Verbundansatz die maximal aufnehmbare Dehnung (bspw. der Lamelle) zu folgender Beziehung, die auch als Entkopplungsspannung gedeutet werden kann:

$$\sigma_{L,max} = \sqrt{\frac{2 \cdot E_L \cdot G_F}{t_L}} \quad (3.28)$$

Zu diesem Zeitpunkt tritt am belasteten Lamellenende der Schlupf s_{L1} auf. Eine weitere Steigerung des Schlupfes führt nicht mehr zu einer Steigerung der Last, vielmehr verschiebt sich der

wirksame, aktivierte bzw. effektive Verbundbereich von der Lasteinleitung weg, s. Abb. 3.13. Die dazugehörige effektive Länge $l_{bL,max}$ (oft auch: *STZ*) kann mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$$l_{bL,max} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L \cdot s_{L0}}{\tau_{L1}}} = \pi \cdot s_{L0} \cdot \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L}{8 \cdot G_F}} \quad (3.29)$$

Die effektive Verbundlänge hängt somit direkt von der Bruchenergie G_F ab. Diese kann u. a. durch die Eigenschaften der Klebschicht gesteuert werden und vergrößert sich bei weichen Klebschichten merklich, s. Kapitel 5 und Abschnitt 6.6.

In der Literatur sind zahlreiche Modelle zur Bestimmung von effektiven Verbundlängen oder Bruchlasten aufgeklebter Bewehrungselemente vorhanden. Eine Zusammenstellung der gängigsten Modelle ist in [65] enthalten. Diese kommen zu dem Ergebnis, dass das von Chen et al. [27] entwickelte Modell für Klebschichten mit einem Schubmodul $G_A \geq 2500 \text{ N/mm}^2$ die beste Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zeigt. Für weichere Klebschichten soll bspw. auf die in [13, 36] enthaltenen Ansätze verwiesen werden. Diab et al. [36] erweiterten den Ansatz von [27] um einen Einflussfaktor $\beta_a = \sqrt{E_a/2,45}$ zur Berücksichtigung der Klebschichtsteifigkeit. Eine Implementierung der Klebschichtdicke in den Ansatz erfolgt nicht. Für die effektive Verbundlänge ergibt sich bspw. folgende Bestimmungsgleichung.

$$l_{bL,max} = \sqrt{\frac{E_L \cdot t_L}{\beta_a^2 \cdot \sqrt{f_c}}} \quad (3.30)$$

3.2.7 Verhalten bei nicht ruhender Belastung

Im Gegensatz zur einbetonierten Bewehrung ist der Verbund der aufgeklebten Bewehrung äußerst empfindlich gegenüber nicht ruhender Belastung. Zur Abbildung des zyklischen Verbundverhaltens existieren verschiedenste Ansätze [50, 43, 35, 25]. Da in dieser Arbeit die Betrachtungen auf Verbundebene durchweg mittels der VSB erfolgen bzw. generell ein energetischer Ansatz verfolgt wird, soll an dieser Stelle insbesondere auf die Arbeiten von Hankers [50], Carloni [24] und Leusmann [63] verwiesen werden. Auf eine tiefgehende Erläuterung wird verzichtet.

Naturgemäß erfolgt bei einer Verbundbelastung im linear-elastischen Bereich keine Schädigung des Verbundes. Gemäß [10] sollte ein Verbundnachweis für den Endverankerungsbereich und alle Zwischenrisselemente erfolgen, vgl. Abschnitt 3.3.1. Prinzipiell muss hierbei nachgewiesen werden, dass die aufzunehmende Verbundkraftdifferenz kleiner ist als die sich aus dem elastischen Bereich der VSB ergebende. Die im Folgenden dargestellten Sachverhalte wurden ursprünglich für *low-cycle fatigue* hergeleitet, sind aber gemäß [63] auch für

textithigh-cycle fatigue gültig. Die Ermittlung und Darstellung der entsprechenden Kenngrößen (Bsp. Goodman-Smith-Diagramm) wird durch die Unterspannungsabhängigkeit des Verbundwiderstandes bei zyklischer Beanspruchungen zusätzlich erschwert.

Vereinfachend kann nach [50] Gleichung (3.31) zur Ermittlung des Grenzwertes für die Oberlast F_L^O am Biegeriss, der dem Momentennullpunkt am nächsten ist, Gleichung (3.31) verwendet werden.

$$F_L^O = 0,348 \cdot f_{ctm}^{1/4} \cdot \Delta F_{LRd} \quad (3.31)$$

Falls dieser Nachweis nicht gelingt ist ein detaillierter Nachweis an jedem Zwischenrisselement notwendig, vgl. [63, 68].

Durch die systembedingte hohe Verbundsteifigkeit zeigen die derzeit verwendeten Systeme ein äußerst begrenztes linear-elastisches Verbundverhalten. Bereits bei sehr kleinen Rissöffnungen ($\geq 2 \cdot s_{L1} \approx 0,02 \text{ mm}$) erfolgt eine sukzessive Schädigung des Verbundes, sodass die hieraus ermittelten Widerstände relativ kleine Werte annehmen. Für übliche Betonzugfestigkeiten zwischen $1,0 \text{ N/mm}^2$ und $3,0 \text{ N/mm}^2$ ergibt sich dieser Grenzwert zu 35 bis 46 Prozent der statischen Kurzzeit-Verbundfestigkeit. Bei einer Belastung außerhalb des elastischen Bereiches wandert die spannungsübertragende Zone (STZ) sukzessive in Richtung der lastabgewandten Seite. Bei ausreichend großer Verbundlänge kann dann weiterhin die Belastung aufgenommen werden, bis der komplette Verbundbereich geschädigt ist und versagt.

Da im Rahmen dieser Arbeit eine Ausweitung des elastischen Verbundverhaltens durch entsprechende Modifikationen der Klebschicht erfolgt und der Fokus auf dem statischen Verbundverhalten liegt, wird auf eine Erläuterung der verschiedenen Ansätze verzichtet und auf entsprechende Literatur verwiesen ([50, 24, 63]). Auf das hieraus resultierende Verhalten verstärkter Stahlbetonbauteile bei nicht ruhender Belastung wird in Abschnitt 3.3.3 eingegangen.

3.3 Bauteilverhalten - biegeverstärkte Stahlbetonbauteile

Bei einem biegeverstärkten Stahlbetonbalken ergeben sich grundsätzlich zu den konventionellen Versagensarten im Stahlbetonbau noch die in Abschnitt 3.2.2 erläuterten Versagensarten des Verbundes. Weiterhin kann bei großen Abständen vom Ende des aufgeklebten Bewehrungselementes zum Auflager noch ein Versatzbruch aufgrund des großen Steifigkeitssprunges eintreten. [100]

Bei den in den folgenden Abschnitten dargestellten Erläuterungen liegt der Fokus auf den Grundsätzen des Zugkraftaufbaus im aufgeklebten Bewehrungselement über die Bauteillänge.

Diese Betrachtungsweise ist derzeit in der bauaufsichtlich eingeführten Richtlinie [10] enthalten und baut auf den bereits erläuterten Modellvorstellungen auf.

3.3.1 Versagensmechanismen und Tragverhalten

Das Verbund- und Tragverhalten aufgeklebter Bewehrungselemente wird, wie bereits in Abschnitt 3.2 erläutert, durch die Oberflächenzugfestigkeit des Betons bestimmt. Das Versagen oberflächennaher Betonschichten, auch als Verbundversagen bezeichnet, wird im Regelfall maßgebend und muss deshalb genauer betrachtet werden.

Durch zahlreiche Forschungsarbeiten, die zum großen Teil in [44] dokumentiert und ausgewertet wurden, konnte gezeigt werden, dass die alleinige Betrachtung des Endverankerungsnachweises, wie aus dem Stahlbetonbau bekannt, die Leistungsfähigkeit aufgeklebter Bewehrungselemente unterschätzt. An verstärkten Biegebauteilen wurden im Bereich des Momentenmaximums bspw. Lamellendehnungen beobachtet, die deutlich über den maximal sich einstellenden Dehnungen im Bereich der Endverankerung lagen. Somit muss von einem Zugkraftaufbau im aufgeklebten Bewehrungselement über die gesamte geklebte Länge ausgegangen werden.

Hierdurch ergibt sich eine zweigeteilte Betrachtungsweise – der *Endverankerungsbereich* und der restliche Bereich des Bauteils. Letzterer lässt sich in sogenannte *Zwischenrisselemente* (ZRE) einteilen, die durch Biegerisse voneinander getrennt sind, s. Abb. 3.17. [44]

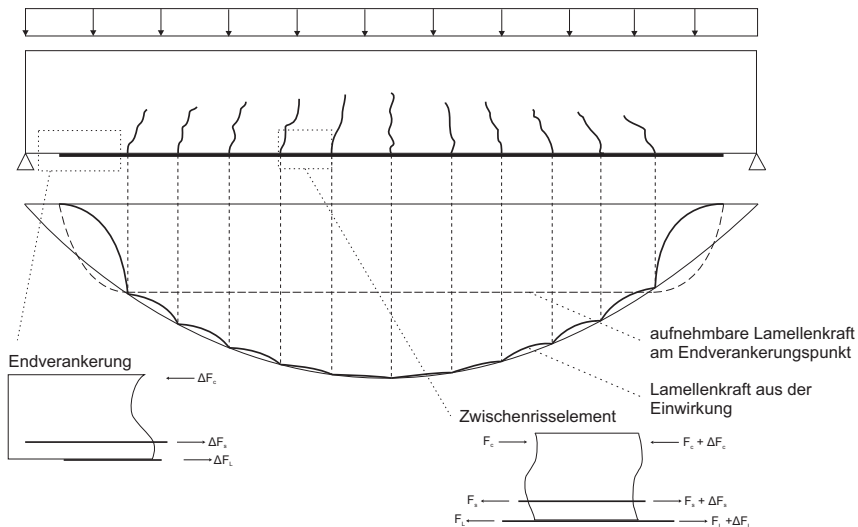


Abb. 3.17: Verbundkraftübertragung der aufgeklebten Bewehrung bei verstärkten Biegebauteilen [100]

Für die Ermittlung des Zugkraftaufbaus in der Lamelle ist somit eine Bestimmung der Rissabstände s_r im Bauteil notwendig. Hierfür sind in der Literatur diverse Ansätze verfügbar ([74, 75, 99]). Gemäß [10] wird der Rissabstand als Vielfaches der Eintragungslänge des Betonstahls $l_{e,0}$ nach Gleichung (3.32) ermittelt.

$$s_r = 1,5 \cdot l_{e,0} \quad (3.32)$$

Bei den derzeit üblichen Klebschichten ergibt sich im Vergleich zum reinen Stahlbetonbauteil eine Verringerung der Rissabstände, die sich dann positiv auf den Zugkraftaufbau je ZRE auswirkt. Die sich somit einstellenden Rissabstände sind somit tendenziell kleiner als die nach Gleichung (3.32) ermittelten. Da diese Betrachtung aber auf der sicheren Seite liegt, wird diese Vereinfachung als geeignet betrachtet.

Im Folgenden wird nun grundlegend das prinzipielle Nachweiskonzept der DAfStb-Richtlinie dargestellt, das auf den Forschungsarbeiten von [75, 99, 102] basiert. Dieses Konzept stellt die Basis für die Implementierung des im Rahmen dieser Arbeit entwickelten Verstärkungssystems in ein Nachweiskonzept dar. Je nach Richtlinie/Norm hat sich abweichend von der deutschen Richtlinie auch eine Dehnungsbegrenzung des aufgeklebten Bewehrungselementes als Nachweiskonzept durchgesetzt. [28, 12, 7]

Endverankerungsbereich

Die Grundlage aller Nachweiskonzepte im Endverankerungsbereich aufgeklebter Bewehrungselemente sind die in Abschnitt 3.2.4 erläuterten Mechanismen. Die Nachweise basieren auf der Ermittlung einer notwendigen Verankerungslänge, die größer als die *effektive* Verbundlänge sein sollte. Die aufzunehmende Belastung ergibt sich aus der Zugkraftdeckungslinie des Bauteils.

Die am ersten/letzten Einzelriss bzw. Endverankerungspunkt maximal aufnehmbare Spannung kann, wie bereits erwähnt, mit Gleichung (3.28) ermittelt werden. Grundvoraussetzung hierfür ist eine Verbundlänge l_b , die größer als die nach Gleichung (3.29) ermittelte ist. Für kürzere Verbundlängen l_b kann die aufnehmbare Spannung nach Gleichung (3.33) ermittelt werden.

$$\sigma_{Lb}(l_b) = \sigma_{Lb,max} \cdot \frac{l_b}{l_{Lb,max}} \left(2 - \frac{l_b}{l_{Lb,max}} \right) \quad (3.33)$$

Zwischenrisselemente

Grundsätzlich existieren Rechenansätze zum Zugkraftaufbau je Zwischenrisselement von [74] und [75], die sich aber ineinander überführen lassen. Sie basieren beide auf der Idealisierung

der VSB auf einen linear-entfestigenden Ansatz und der Ermittlung der aufnehmbaren Spannung bei beliebiger Grundspannung. Diese ist als Spannung im aufgeklebten Bewehrungselement am nieder beanspruchten Rissufer definiert.

Prinzipiell gliedert sich die ermittelte Beziehung in zwei Bereiche, die auch in Abb. 3.18 skizziert sind. In Bereich 1 ist der vorhandene Rissabstand kleiner als die effektive Verbundlänge, während in Bereich 2 der Rissabstand größer ist als die effektive Verbundlänge. [22] In Bereich 1 ist durch die mögliche Schädigung/Entkopplung rissufernauer Bereiche weiterhin ein stabiles Steigern des Zugkraftaufbaus bzw. Risswachstum möglich. Für Bereich 2 ist nach lokaler Entkopplung kein stabiles Risswachstum mehr möglich. Durch diese getrennte Betrachtungsweise wird der Einfluss des Rissabstandes offenkundig. Für die derzeit verwendeten Systeme ist aufgrund des steifen Verbundverhaltens und der kleinen effektiven Verbundlängen der Einfluss der Rissabstände marginal und somit Bereich 2 maßgebend. [100]

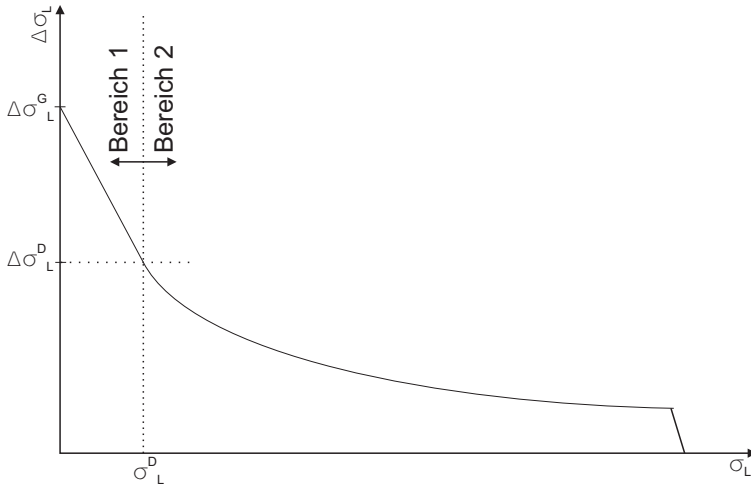


Abb. 3.18: Verbundkraftübertragung am Zwischenrisselement für CFK-Lamellen nach [75]

Für das entsprechende Zwischenrisselement kann die aufnehmbare Spannungsänderung unter Vernachlässigung des Einflusses der Krümmung und Reibung mit Gleichung (3.34) ermittelt werden.

$$\Delta\sigma_{Lb,max} = \begin{cases} \sigma_L(s_r) - \frac{\Delta\sigma_L^G - \Delta\sigma_L^D}{\sigma_L^D} \cdot \sigma_L & \text{für Bereich 1} \\ \sqrt{\frac{2 \cdot G_F \cdot E_L}{t_L}} + \sigma_L^2 - \sigma_L & \text{für Bereich 2} \end{cases} \quad (3.34)$$

In der Literatur wird hier vom *Grundmaß des Verbundes* gesprochen; die Ermittlung der Werte folgt lediglich auf Basis der Bruchenergie G_F der bekannten bilinearen VSB. Hierbei wird

$\sigma_L(s_r)$ als die im Einzelrisszustand (bzw. Endverankerungsfall) für den vorliegenden Rissabstand s_r aufnehmbare Spannung definiert und kann mit Gleichung (3.33) berechnet werden. Der Punkt σ_L^D stellt den Punkt dar, für den der Rissabstand keinen Einfluss mehr auf die Verbundtragfähigkeit hat. Die entsprechende aufnehmbare Lamellenkraftänderung kann mit Gleichung (3.34) für Bereich 2 ermittelt werden.

$$\sigma_L^D = \frac{s_{L0} \cdot E_L}{s_r} - \tau_{L1} \cdot \frac{s_r}{4 \cdot t_L} \quad (3.35)$$

Eine Begrenzung der Grund- und aufnehmbaren Lamellenspannung erfolgt nun noch durch die Zugfestigkeit der Lamelle. Auf eine Berücksichtigung und die Darstellung der Effekte auf die aufnehmbaren Lamellenspannungen aus Reibung und Bauteilkrümmung wird im Rahmen dieser Arbeit verzichtet.

3.3.2 Rotationsfähigkeit

Die maximale Krümmung eines (verstärkten) Bauteils wird von der Rotationsfähigkeit bestimmt und kann aus der Betondruckstauchung $\epsilon_{c,u}$, der maximalen Dehnung des Verstärkungselementes $\epsilon_{s,u}$ bzw. $\epsilon_{L,u}$ und der Trägerhöhe h bestimmt werden. [20]

$$\Phi_{max} = \frac{\epsilon_{s,u} \text{ bzw. } \epsilon_{L,u} + \epsilon_{c,u}}{h} \quad (3.36)$$

Werden als Grenzwerte $\epsilon_{c,u} = 0,35$ Prozent, $\epsilon_{s,u} = 12$ Prozent und $\epsilon_{L,u} = 2$ Prozent eingesetzt, ergeben sich die in Abb. 3.19 dargestellten Zusammenhänge. [20]

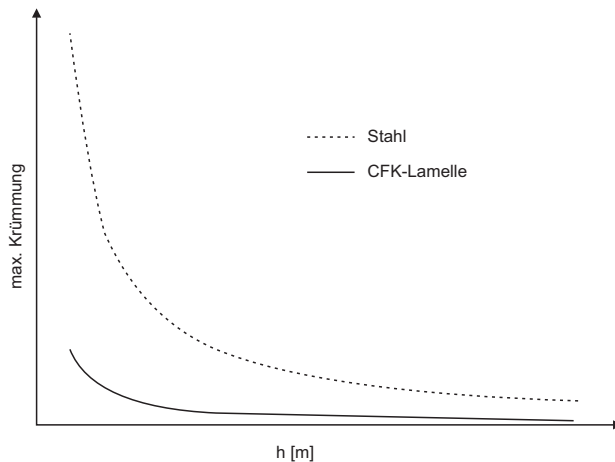


Abb. 3.19: Maximale Krümmung für verstärkte Querschnitte [20]

Die stark reduzierte Rotationsfähigkeit als Folge der Verstärkung bspw. mittels aufgeklebten CFK-Lamellen ist offensichtlich. Begründet liegt dies unter anderem in dem steifen Verbundverhalten und annähernd rein linear-elastischem Dehnungsverhalten der aufgeklebten CFK-Lamellen, welche zudem eine geringere Bruchdehnung als der Betonstahl aufweisen. Durch die fehlende Verformungsfähigkeit der Verbund- bzw. Klebschicht können zwar relativ große Lamellendehnungen im mittleren Feldbereich von Biegebauteilen erreicht werden, allerdings nur durch die bereichsweise Entkopplung der Lamellen. Dieser Problematik wird aktuell durch Umwicklung der CFK-Lamellen im Endverankerungsbereich gegengesteuert. Hierdurch bildet sich in den entkoppelten Bereichen quasi ein verbundloses Zugband aus externer Bewehrung aus. Da dies allerdings einen deutlichen Mehraufwand bei der Ausführung und keine Verbesserung der eigentlichen Ursache darstellt (vgl. Abschnitt 3.4), wird hierauf nicht näher eingegangen. Um ein gewisses Maß an Sicherheit und Versagensvorankündigung zu erhalten, sollte allerdings auch bei verstärkten Querschnitten ein Mindestmaß an Rotationsfähigkeit vorhanden sein. Diese kann, wie später gezeigt wird, durch eine elastische Klebschicht verbessert werden, vgl. Abschnitt 6.7.

3.3.3 Verhalten bei nicht ruhender Belastung

Werden zur Biegeverstärkung von Stahlbetonbauteilen Lamine oder Gelege auf CF- Basis eingesetzt, ist der dominierende Fehlermodus bei zyklischen Belastungen im *high-cycle fatigue*-Bereich weiterhin ein Ermüdungsbruch der einbetonierten Stahlbewehrung. [51, 46] Ein Ermüdungsversagen kann bei einem Lastniveau von 30% bis 60% der zum Fließen der Betonstahlbewehrung benötigten Auflast quasi ausgeschlossen werden. [68] Aus diesem Grund ist bei deutlich erhöhten Nutzlasten besondere Vorsicht geboten. Ein Nachweis erfolgt auf Verbundebene der aufgeklebten Bewehrung, für den Beton, die Betonstahlbewehrung und die evtl. vorhandene Spannstahlbewehrung in Anlehnung an den Eurocode 2 [45].

Die frühe Schädigung des Verbundes der aufgeklebten Bewehrung führt zu einer Umlagerung der Kräfte von der aufgeklebten zur einbetonierten Bewehrung. Dieser Sachverhalt trifft ebenso bei monoton steigenden, statischen Belastungen auf, vgl. Abschnitt 3.4. Zwar wird dadurch implizit der Fortschritt der Verbundschädigung begrenzt, allerdings reduziert sich hierdurch die Effektivität einer solchen Verstärkungsmaßnahme bei nicht ruhender Belastung deutlich und die Spannungsschwingbreiten in der einbetonierten Bewehrung nehmen zu.

3.4 Interaktion der Bewehrungselemente

Das Zusammenwirken einbetonierter und aufgeklebter Bewehrungselemente war das Thema zahlreicher Forschungsarbeiten, u.a. [18, 102, 42, 99]. Das stark voneinander abweichende Verbundverhalten der beiden Bewehrungselemente (einbetonierter Betonstahl und aufgeklebtes Textil oder Lamelle) mündet in einer hohen Komplexität und großem Rechenaufwand der erarbeiteten Modelle.

Grundsätzlich wird das Interaktionsverhalten der Bewehrungselemente durch Rissbildung, Materialeigenschaften, Geometrie und Lage zueinander sowie deren Verbundverhalten gesteuert. Der Einfachheit halber und weil sich für den Bruchzustand hierfür kaum Abweichungen ergeben, wird bei der Bemessung biegeverstärkter Betonbauteile die Gültigkeit über das Ebenbleiben der Querschnitte (*Bernoulli-Hypothese*) als gegeben betrachtet. Streng genommen gilt diese Betrachtung allerdings nicht über die gesamten Beanspruchungs- bzw. Rissbildungsstadien eines biegeverstärkten Stahlbetonbauteils. Gerade für kleine Rissöffnungen ergeben sich große Abweichungen von der Dehnungsebenheit. [42, 102]

3.4.1 Modellbildung

Viele Arbeiten basieren auf der Untersuchung des Verhaltens gemischt bewehrter Zugglieder. Die Gleichgewichts- und Verschiebungsbeziehungen werden häufig auf ein differentielles Element eines lamellenverstärkten Stahlbetonzuggliedes gemäß Abb. 3.20 zurückgeführt.

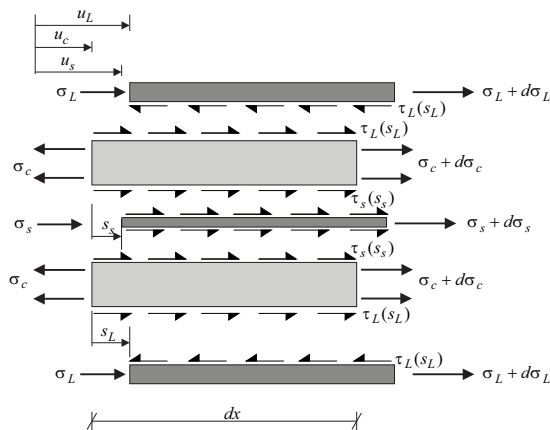


Abb. 3.20: differentielles Verbundelement aufgeklebter Bewehrung (links) und exemplarische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (rechts) nach [94]

Die Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auf das tatsächliche Bauteilverhalten in der Literatur ([18, 94, 102, 99]) konnte bereits gezeigt werden. Die Modellbildung erfolgt analog zu den vorangegangenen Kapiteln und mündet in den Gleichungen (3.37) und (3.38).

Hierbei werden aus Gründen der Übersichtlichkeit die Substitutionen $n_s = E_s/E_c$, $\rho_s = A_s/A_c$, $n_L = E_L/E_c$ und $\rho_L = A_L/A_c$ eingeführt.

$$s_s''(x) - \tau_s(s_s) \cdot \frac{U_s}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{1 + \rho_s \cdot (n_s - 1)}{1 - \rho_s} - \tau_L(s_L) \frac{b_L}{E_L \cdot A_L} \cdot \frac{n_L \cdot \rho_L}{1 - \rho_s} = 0 \quad (3.37)$$

$$s_L''(x) - \tau_L(s_L) \cdot b_L \left(\frac{1}{A_L \cdot E_L} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} \right) - \tau_s(s_s) \cdot \frac{U_s}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{n_s \cdot \rho_s}{1 - \rho_s} = 0 \quad (3.38)$$

Unter Vernachlässigung der Betonverformungen entfällt die Interaktion der Bewehrungselemente und es ergeben sich die bekannten, voneinander entkoppelten Differentialgleichungen des verschieblichen Verbundes, s. Glg. 3.5 und 3.17.

3.4.2 Untersuchungen zum Interaktionsverhalten

Ulag [94] führte unter Verwendung dieser Differentialgleichungen Berechnungen am gemischt bewehrten Zugglied durch. Hierbei zeigte er, dass der Dehnungsgradient in Rissnähe von der Güte des Verbundes abhängig ist und dass, im Gegensatz zum einbetonierten Stahl, der Dehnungsgradient der aufgeklebten Lamelle bei steigender Belastung abnimmt – sich also eine *Verschlechterung* bzw. *Schädigung* des Verbundes einstellt. Dieser Effekt resultiert schlussendlich sogar in einer Reduktion der global aufnehmbaren Belastung des verstärkten Stahlbetonzugglieds. Er schlussfolgerte, dass dieses Verhalten auf die „Entwicklung des Verbundes zwischen Lamellenbewehrung und Beton bei hoher Beanspruchung“ zurückzuführen sei. Als hohe Beanspruchung muss hier ein Schlupf $s_L \geq s_{L1}$ gesehen werden, da schon ab diesem Wert eine sukzessive Schädigung des Verbundes eintritt.

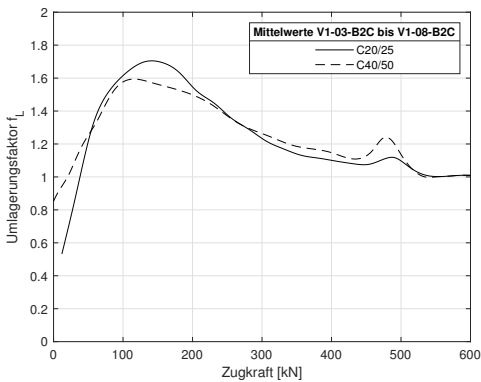
Ferretti et al. [42] führten ebenfalls numerische Berechnungen an lamellenverstärkten Stahlbetonzuggliedern durch. Sie griffen hierbei aber zusätzlich auf die *diskrete Rissmodellierung*, s. Abschnitt 5.4, zurück. Sie konnten zeigen, dass die unterschiedlichen Verbundverhältnisse im Rissquerschnitt zu einer Spannungserhöhung in der Lamelle führen. Teilweise waren diese bis dreimal höher als im Betonstahl.

Zilch et al. [102] untersuchten das Verhalten klebeverstärkter Stahlbetonzugstäbe experimentell. Exemplarisch soll hier das Ergebnis einer Versuchsreihe diskutiert werden, s. Abb. 3.21. Die Umlagerungsfaktoren f_s und f_L werden als Quotient aus den gemessenen Spannungen

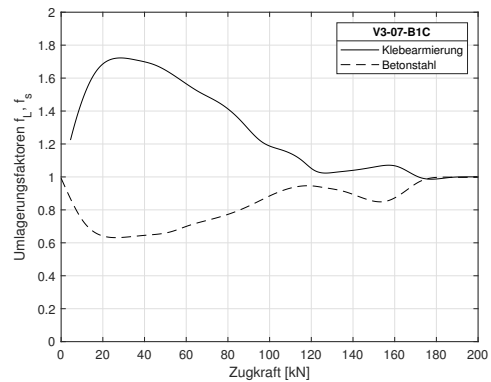
bzw. Dehnungen der Bewehrungsstränge im Riss $\sigma_{i,R}$ zu den aus Dehnungsebenheit rechnerisch ermittelten Werten $\sigma_{i,R}^H$ ermittelt, s. Gleichungen (3.39) und (3.40):

$$f_s = \frac{\sigma_{s,R}}{\sigma_{s,R}^H} \quad (3.39)$$

$$f_L = \frac{\sigma_{L,R}}{\sigma_{L,R}^H} \quad (3.40)$$



(a) Umlagerungsfaktoren Klebarmierung - Mittelwerte Versuchsreihe V1



(b) Umlagerungsfaktoren Klebarmierung und Betonstahl V3-07-B1C

Abb. 3.21: Versuchsergebnisse an lamellenverstärkten Stahlbetonzuggliedern [102]

Die Abweichungen von der Dehnungsebenheit für geringe Beanspruchungen ist offensichtlich. Die Dehnungen in der Lamelle sind teilweise 70 Prozent größer als nach Dehnungsebenheit ermittelt und nähern sich erst für einsetzende Entkopplung, bei gleichzeitiger Umlagerung auf den einbetonierten Betonstahl, wieder dem Wert für Dehnungsebenheit an. Die starken Abweichungen treten naturgemäß für Beanspruchung auf dem Gebrauchslastniveau der Bauteile auf. Dieser Effekt verstärkt sich bei glatter einbetonierter Bewehrung zusätzlich. Hier wurden Spannungsüberhöhungen in der CFK-Lamelle von teilweise mehr als 100-Prozent gemessen, da sich die Verbundsteifigkeiten noch stärker unterscheiden. Es kann nicht von einem *kompatiblen* Verbundsystem gesprochen werden, da die Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese nicht über alle Belastungsstufen hinweg gewährleistet ist.

Gerade bei kleinen Rissöffnungen führt diese *Überbeanspruchung* der aufgeklebten Bewehrungselemente dazu, dass der Verbund der aufgeklebten Bewehrungselemente weitaus mehr beansprucht wird, als dies für die einbetonierte Bewehrung der Fall ist. Als Resultat, sind sukzessive Verbundschädigung und frühzeitiges Versagen dieses Verbundes zu beobachten. Gera-

de für zyklische Belastungen mit Lastschwingbreiten weit von der Bruchlast entfernt stellt dies eine nicht zu vernachlässigende Problematik dar.

Bergmeister [20] definierte einen Verbundkoeffizienten λ über das Verhältnis zwischen der mittleren Dehnung eines (Zwischen-)Risselementes ε_m und der maximalen Dehnung ε_{max} , die sich direkt im Öffnungsbereich eines Risses einstellt.

$$\lambda = \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{max}} \geq \lambda_{lim} \quad (3.41)$$

Er ergänzte Untersuchungen aus der Literatur mit eigenen Werten, die in Tab. 3.3 wiedergegeben sind.

Tab. 3.3: Verbundkoeffizienten der Bewehrungsstränge nach [20]

EINBETONIERTER BETONSTAHL	
$d_s \leq 8 \text{ mm}, s_r \geq 400 \text{ mm}$	$\lambda_{lim,s} = 0,15$
$d_s \leq 12 \text{ mm}, s_r \geq 400 \text{ mm}$	$\lambda_{lim,s} = 0,25$
$d_s \leq 12 \text{ mm}, 250 \text{ mm} \leq s_r \leq 400 \text{ mm}$	$\lambda_{lim,s} = 0,5$
$12 \text{ mm} \leq d_s \leq 20 \text{ mm}, s_r \geq 400 \text{ mm}$	$\lambda_{lim,s} = 0,7$
$12 \text{ mm} \leq d_s \leq 20 \text{ mm}, 250 \text{ mm} \leq s_r \leq 400 \text{ mm}$	$\lambda_{lim,s} = 0,9$
AUFGEKLEBTE BEWEHRUNG	
Lamelle	$\lambda_{lim,L} = 0,8$
Gelege	$\lambda_{lim,G} = 0,9$

Der Verbundkoeffizient lässt Rückschlüsse auf die Güte der Interaktion zu, da sich diese Werte für die vorhandenen Bewehrungsstränge bei einer kompatiblen Verstärkungsmaßnahme über alle Beanspruchungszustände bzw. Rissbildungsstadien des Bauteils möglichst entsprechen sollten. Kaiser [57] stellte fest, dass der Verbundkoeffizient für Lamellen denen der Stahlbewehrung entspricht. Diese Aussage muss jedoch kritisch hinterfragt werden, da [102], [42] und eigene Untersuchungen [82] solch einer allgemeinen Aussage prinzipiell widersprechen. Ergänzende experimentelle Untersuchungen zu dieser Thematik finden sich in Abschnitt 6.7.4.

4 Grundidee der kompatiblen Verstärkung

Aufbauend auf den in Kapitel 3 erläuterten Grundlagen, soll nun die Grundidee einer *kompatiblen Verstärkungsmaßnahme* vorgestellt werden. Hierbei beschränkt sich der Autor auf Betrachtungen zur Biegeverstärkung mit geklebter Bewehrung aus CFK-Lamellen. Unter dem Begriff Kompatibilität wird im Rahmen dieser Arbeit ein gleichförmiges Verformungs- bzw. Verbundverhalten der Bewehrungselemente verstanden. Dies kann aufgrund der ähnlichen Elastizitätsmoduli derselben nur über eine Anpassung der Verbundsteifigkeiten erreicht werden – die Verbundsysteme Betonstahl-Beton und CFK-Lamelle-Klebstoff-Beton sind dann *kompatibel*. Durch die Modifikation der Verbundsteifigkeiten wird bei Rissbildung sichergestellt, dass die aufzunehmenden Zugkräfte sich exakt nach dem Dehnsteifigkeitsverhältnis auf die Bewehrungsstränge aufteilen und keine Über- bzw. Unterbeanspruchung eines der Bewehrungselemente im Rissquerschnitt erfolgt.

Im Folgenden soll diese Grundidee im Detail auf die Verbundebene übertragen und anschließend die sich auf Bauteilebene einstellenden Effekte herausgearbeitet werden. Hierbei erfolgt auch ein Bezug auf bereits von anderen Forschern durchgeführten experimentelle Untersuchungen, die sich direkt oder indirekt mit dem Thema beschäftigten. Ein weiterer Fokus liegt hier auf den Beschränkungen der derzeit zugelassenen Systeme im Rahmen der Zulassungen und damit einhergehende Optimierungspotentiale. Aus den hieraus definierten Anforderungen an die Klebschicht stellte sich eine grundlegende Änderung der verwendeten Materialien als sinnvoll heraus, auf die anschließend eingegangen wird.

4.1 Betrachtungen auf Verbundebene

Aus den Ausführungen in den vorangegangenen Kapiteln wird deutlich, dass eine Schädigung des Verbundes Lamelle-Beton bereits bei sehr kleinen Rissöffnungen w_r eintritt. Auf Verbundebene ist dieser Zeitpunkt durch die Überschreitung des zweifachen elastischen Schlupfwertes s_{L1} gekennzeichnet. Gemäß [41, S. 358] tritt bei Endverankerungsversuchen schon bei Belastungen um 50 Prozent der Maximallast eine Entfestigung am Ort des lastseitigen Klebebeginns ein. Des Weiteren wird auch bei sich einstellender Rissbildung ein Großteil der Zugkraft

vom Bewehrungselement mit *steiferem* Verbundverhalten übernommen – es erfolgt also eine ungleichmäßige Belastung der Bewehrungselemente, s. Abschnitt 3.4. Bei den derzeit verwendeten System treten in der CFK-Lamelle somit naturgemäß große Spannungsspitzen und große Spannungsgradienten in Rissnähe auf; die Betonoberfläche wird hier also lokal sehr stark mit Schub- bzw. Normalspannungen beaufschlagt. Des Weiteren können zyklische Beanspruchungen, auch bei relativ kleinen Spannungsschwingbreiten, zu einer fortschreitenden Schädigung und einer vorzeitigen Entkopplung des Verstärkungssystems vom Bauteil führen. Die Zielsetzung dieser Arbeit ist die Optimierung des Verbundsystems Lamelle-Klebschicht-Beton. Um die oben genannten Defizite des im Vergleich zum Verbundsystem Betonstahl-Beton *steiferen* Verbundverhaltens zu eliminieren, stellt eine Anpassung der Steifigkeit des Verbundes über die mechanischen Eigenschaften der Klebschicht selbst die weitaus effektivste und erfolgversprechendste Lösung dar. Hierzu soll eine Erweiterung des elastischen Verbundverhaltens bei gleichzeitiger Anpassung der Verbundsteifigkeit auf die einbetonierte Bewehrung als sinnvoller Lösungsansatz der oben genannten Problematik herausgearbeitet und untersucht werden.

Die Verformungsfähigkeit der Klebschicht bestimmt maßgeblich den Schädigungsbeginn bei Rissöffnung. Im Gebrauchszustand auftretende Rissöffnungen sollen über elastische Winkelverformungen der Klebschicht $\tan \gamma$ überbrückt werden, um eine Schädigung und frühzeitiges Ablösen zu verhindern, s. Abb. 4.1. Hierfür ergibt sich ein Mindestwert von $s_{L1} = 0,2\text{mm}$ insofern die im Stahlbeton üblichen Rissöffnungen von $w_r = 0,4\text{mm}$ zugelassen werden.

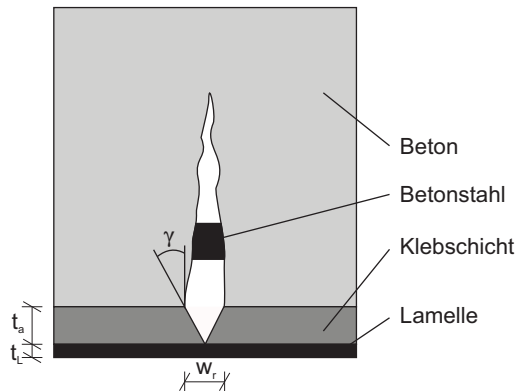


Abb. 4.1: Rissüberbrückung durch Schubverformung in der Klebschicht nach [20]

Um eine Kompatibilität der Verstärkungsmaßnahme zu erreichen sind, wie bereits erwähnt, die Verbundsteifigkeiten anzupassen. Bei den folgenden Betrachtungen wird für den Betonstahl die in Abb. 3.6 dargestellte Beziehung zu Grunde gelegt und die Verbundsteifigkeiten $K_{1,s}$ je nach Betongüte für Rissöffnungen von bis zu $0,6\text{mm}$ ermittelt. Hierbei werden diese in

Intervalle von 0,2 mm eingeteilt und die entsprechenden Sekantensteifigkeiten ermittelt. Die Werte sind in Tab. 4.1 aufgeführt.

Tab. 4.1: Verbundsteifigkeiten $K_{1,s}$ von einbetoniertem, gerippten Betonstahl je nach Rissöffnung w_r und Betongüte

Rissöffnung mm	$K_{1,s}[\text{N}/\text{mm}^3]$	
	C20/25	C50/60
0,0 – 0,2	53	76
0,2 – 0,4	17	25
0,4 – 0,6	12	17

Ermittelt man für die derzeit üblichen Klebschichten analoge Wertepaare muss zum einen festgestellt werden, dass bereits für Rissöffnungen $w_r \geq 2 \cdot s_{L1} \approx 0,02 \text{ mm}$ negative Sekantensteifigkeiten (entspricht Entfestigung) vorliegen. Im als linear-elastisch betrachteten Bereich bis s_{L1} ergeben sich Werte für $K_{1,L} \approx 400 \text{ N}/\text{mm}^3$. Die Gültigkeit der Rissüberbrückung kann lediglich bei Mikrorissen als wirksam betrachtet werden – für übliche Rissöffnungen ist der Verbund in Rissnähe bereits teilweise oder vollständig beschädigt.

Werden als Zielparameter die in Tab. 4.1 aufgeführten Werte bei im Gebrauchszustand üblichen Rissöffnungen von 0,2 mm bis 0,4 mm definiert, linear-viskoelastisches Verhalten der Klebschicht und Gleichung (3.22) mit $K_{1,L} = G_a/t_a$ zu Grunde gelegt, ergibt sich bei einer Klebschichtdicke $t_a = 5 \text{ mm}$ ein Schubmodul im Bereich von $G_a = 60 \text{ N}/\text{mm}^2$ bis $100 \text{ N}/\text{mm}^2$. Bei einer theoretischen Querdehnzahl elastischer Klebschichten von $\nu = 0,5$ ergibt sich somit Elastizitätsmodul zwischen $180 \text{ N}/\text{mm}^2$ und $300 \text{ N}/\text{mm}^2$. Derzeit übliche Klebschichten sind durch einen Elastizitätsmodul $E_a \geq 3000 \text{ N}/\text{mm}^2$ charakterisiert. Durch die Anpassung der Verbundsteifigkeiten erreicht man eine Kompatibilität, die sich dann auf Verbundebene in gleichem globalen Verbundspannungs-Schlupf-Verhalten äußert.

Eine derartige Reduzierung der Verbund- bzw. Klebschichtsteifigkeit wirkt sich massiv auf das Verbundverhalten aus. Durch eine weichere Klebschicht wird in erster Linie die Verankerungslänge (effektive Verbundlänge) vergrößert und die auftretenden Schubspannungen werden reduziert. Da hieraus eine flächenmäßig größere Aktivierung der Betonoberfläche resultiert und, Kohäsionsversagen annehmend, der Beton weiterhin das schwächste Glied der Fügepartner darstellt, wird eine höhere Ausnutzung der geklebten Bewehrungselemente ermöglicht.

Um die Effektivität der Verstärkungswirkung solcher als *elastische Verbundsysteme* bezeichneten Systeme zu verdeutlichen, werden im Folgenden ausgewählte Arbeiten, die sich direkt oder indirekt mit dem Effekt weicherer Klebstoffe auf das Verbund- und Systemtragverhalten be-

schäftigt haben, vorgestellt. Diese Betrachtungen bilden die Grundlage zur finalen Ideenskizze in Abschnitt 4.4, deren Wirksamkeit in Kapitel 5 und Abschnitte 6.6 und 6.7 demonstriert wird.

4.2 Bisherige experimentelle Untersuchungen

Dai [31, 32, 13] untersuchte u. a. im Rahmen seiner Dissertation den Einfluss der Klebstoffsteifigkeit auf das Verbundverhalten. Er betonte, dass eine Reduzierung der Schubsteifigkeit eine Möglichkeit der Optimierung des Verbundverhaltens aufgeklebter Bewehrungselemente darstellt. Hierdurch ergeben sich vergrößerte effektive Verbundlängen bei einer Reduktion der wirkenden Schubspannungen. Ihm erschienen zwei Wege sinnvoll, (a) Erhöhung der Klebstoffschichtdicke und (b) Reduzierung des Schubmoduls. Beide Vorgehensweisen ermöglichen eine höhere Ausnutzungsrate des Verstärkungstextils, wobei es auch sinnvoll zu wählende untere Grenzen für die Schubsteifigkeiten gibt.

Der Einfluss verschiedener Klebstoffsteifigkeiten auf das Durchbiegungsverhalten verstärkter Einfeldbalken (lichte Länge = 4,00m, $b/h = 0,15\text{m}/0,25\text{m}$) wurde im Rahmen von Vierpunkt-Biegeversuchen von [34] untersucht. Die im Rahmen der Experimente verwendeten Materialeigenschaften der Klebstoffe sind zur Vergleichbarkeit mit den später eigens durchgeführten Untersuchungen in Tab. 4.2 zusammengestellt.

Tab. 4.2: Untersuchte Klebstoffe [34]

Parameter	Klebstoffbezeichnung				
	E	PT	PS	PST	PSM
Elastizitätsmodul [N/mm^2]	12800	600	8	6	2,5
Zugfestigkeit [N/mm^2]	28	18	2,2	2,5	1,6
Schubfestigkeit [N/mm^2]	18	18	0,8	1,2	1,6
Bruchdehnung [%]	0,22	10	45	110	150
Adhäsion auf Beton [N/mm^2]	> 4	> 5	3,2	2,2	2,0

Die Autoren stellen sowohl eine Steigerung der Lamellenausnutzung durch die Reduktion von Spannungsspitzen an Diskontinuitätsstellen (Ende der Lamelle, Risse), als auch höhere Bruchlasten des Balkens fest. Weiterhin ergab sich bei der Verwendung des Klebstoffes „PS“ (s. Tab. 4.2) ein Biegebauteil mit erhöhter Steifigkeit – über den kompletten Lastbereich konnte die entsprechende Durchbiegung gegenüber dem mit Lamelle und Epoxidharz Sikadur 30 (E) reduziert werden, s. Abb. 4.2.

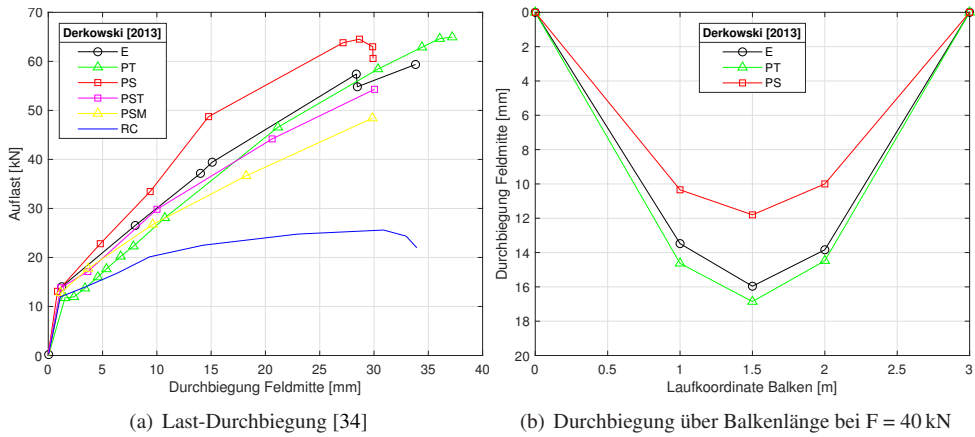


Abb. 4.2: Versuchsergebnisse von Derkowski [34]

Bei der Verwendung von PT ergaben sich zu den E-Balken vergleichbare Last-Durchbiegungs-Kurven mit gesteigerter Maximallast. Zu beachten ist allerdings, dass lediglich die E- und PT-Balken durch Kohäsionsbruch im oberflächennahen Beton versagten – alle anderen Balken versagten durch Kohäsionsbruch in der Klebstoffschicht. Ein Vergleich mit der derzeit in Deutschland gültigen Richtlinie kann also nur für die beiden erstgenannten Verstärkungssysteme erfolgen, da immer vom Kohäsionsbruch im Beton ausgegangen wird. Dies sollte auch bei den optimierten Verbundsystemen den angestrebten Versagensmechanismus darstellen, da durch die in-situ Bestimmung der Oberflächenzugfestigkeiten des Betons und somit der aufnehmbaren Bruchenergie eine zuverlässig vorherzusagende Versagenslast bestimmt werden kann. Im Rahmen der Veröffentlichung werden in abschließenden Betrachtungen Schub- und Normalspannungen über die Verbundlänge im Bereich der Endverankerung mittels eines analytischen Modells aufgezeigt. Aus diesen Betrachtungen wird geschlussfolgert, dass weiche Klebstoffe zwar sehr effektiv bei der Reduktion der Schubspannungsspitzen sein können, zu weiche Klebstoffe allerdings wiederum zu erhöhten Normalspannungen aus der Verbundebene heraus führen können. Da dies zu vorzeitigem Versagen der oberflächennahen Betonschichten führen würde, muss somit deren Effizienz hinsichtlich der Verstärkungswirkung kritisch hinterfragt und im Experiment untersucht werden. Als Kritikpunkt ist anzuführen, dass keine Angabe über die verwendete Klebschichtdicke gemacht wird. Diese hat bei elastischen Klebstoffen einen großen Einfluss auf das sich einstellende Verformungsverhalten bzw. die Spannungsübertragung von geklebter Bewehrung auf den Beton und umgekehrt, s. Abschnitt 6.6. Ebenso fehlen konkrete Angaben über die Oberflächenzugfestigkeiten des Betons.

4.3 Defizite der bestehenden Systeme

Das Bauteilverhalten verstärkter Stahlbetonbauteile ist maßgeblich von den Verformungseigenschaften der Klebschicht abhängig. Die derzeit verwendeten Zugglieder aus CFK-Lamellen können zum einen als äußerst robust gegenüber chemischen Einflüssen und zum anderen bis zu einer Temperatur von $\approx 100^\circ\text{C}$ auch als weitestgehend temperaturbeständig definiert werden. Nichtsdestotrotz finden sich in den derzeit bauaufsichtlich zugelassenen Systemen starke Einschränkungen bei der Anwendung, die vorrangig den Eigenschaften der gebildeten Klebschicht zugeschrieben werden müssen. Im Folgenden sollen die markantesten Einschränkungen kurz diskutiert werden, wobei sich der Autor hierbei auf aufgeklebte Bewehrungselemente beschränkt – eingeschlitzte Lamellen, die sich durch ein deutlich duktileres Verbundverhalten auszeichnen, werden nicht betrachtet.

4.3.1 Zulässige Belastungsarten

Alle derzeit bauaufsichtlich zugelassenen Systeme sind im Grunde genommen lediglich für vorwiegend ruhende Belastungen zugelassen. Theoretisch kann ein Nachweis auch für nicht ruhende Belastungen erfolgen, insofern nachgewiesen wird, dass sich der Verbund im linear-elastischen Bereich befindet. Aus den bisher dargestellten Betrachtungen wird allerdings deutlich, dass dies in einer starken Einschränkung bzw. in sehr geringen aufnehmbaren Lasten und Spannungsschwingbreiten resultiert, s. Abschnitt 3.2.7. Eine Anwendung der derzeit üblichen Systeme kann nur eingeschränkt für nicht ruhende Belastungen empfohlen werden, da beim Überschreiten der Dauerfestigkeit ein schlagartiges, sprödes Verbundversagen eintritt. Als Grund ist hier, die ungenügende *Verformungsfähigkeit*, die in einem *spröden Verbundverhalten* resultiert, anzuführen.

4.3.2 Umwelteinfluss

Grundsätzlich reagieren Verstärkungssysteme aufgrund der Klebschicht sehr empfindlich auf UV-Strahlung und Feuchtebelastung. Aus diesem Grund sind die Systeme bei Außenanwendung durch einen Schutzanstrich zu versehen und dürfen keiner wechselnden oder dauerhaften Durchfeuchtung ausgesetzt werden. Werden keine Schutzmaßnahmen ausgeführt resultiert dies in den Beschränkungen auf die Expositionsklassen XC1 und XC3. Weiterhin weisen die CFK-Lamellen, je nach verwendetem Matrixwerkstoff, eine geringe Beständigkeit gegenüber alkalischen Milieus auf.

4.3.3 Temperaturbereich

Eine der größten Einschränkungen bei der Anwendung aufgeklebter Lamellen sind die eingeschränkten zugelassenen Temperaturbereiche. Hier erfolgt durch alle Zulassungen hinweg, je nach verwendetem Primer oder Instandsetzungsmörtel, eine Beschränkung der maximalen Dauertemperatur des Bauteils auf 34°C bis 40°C. Begründet liegt dies in der Verwendung von Klebschichten auf Epoxidharzbasis und dem Erreichen bzw. Durchlaufen der jeweiligen Glasübergangstemperatur. Weiterhin sind Mindest- und Maximaltemperaturen von ca. 10°C und 30°C während des Klebevorgangs gefordert, da unterhalb dieses Temperaturbereichs keine Aushärtung in adäquater Zeit möglich ist und oberhalb keine ausreichende Zeit zur Verarbeitung zur Verfügung steht. Insgesamt muss hier von einer *ungenügenden Temperaturbeständigkeit* gesprochen werden, da es durchaus möglich ist, die Glasübergangstemperatur im Anwendungsfall zu erreichen oder zu durchlaufen. Dies ist aber, laut [48], grundsätzlich zu vermeiden.

4.4 Anforderungen an die Klebschicht - Ideenskizze

Aus den Betrachtungen auf Verbundebene und den erläuterten Defiziten der bestehenden Systeme werden in diesem Abschnitt die Anforderungen an eine optimierte Klebschicht herausgearbeitet. Ziel ist es, ein vorzeitiges Versagen des Verbundsystems Lamelle-Klebschicht-Beton bei üblichen Rissöffnungen zu verhindern, Spannungsspitzen zu reduzieren und ein *kompatibles Verstärkungssystem* zu kreieren, das bei der späteren Anwendung ein möglichst duktiles Verbund- und somit auch Bauteilverhalten ermöglicht.

Als Versagensmodus soll weiterhin der Kohäsionsbruch im Beton angestrebt werden. Die Oberflächenzugfestigkeit stellt zwar somit weiterhin den limitierenden Faktor für die Verbundtragfähigkeit dar, allerdings ist dieser Wert auch in-situ gut bestimm- und vorhersagbar. Die anzustrebenden Zielparameter sind in Tab. 4.3 aufgeführt.

Die Temperatureigenschaften derzeit üblicher Klebschichten sind als ungenügend zu beurteilen, da im Laufe der Lebensdauer eines Bauwerks durchaus Temperaturen um die 60°C zu erwarten sind. [14] Um eine hohe Temperaturbeständigkeit der Klebschicht zu erreichen, wird im Rahmen dieser Arbeit ein gänzlich neuer Weg gegangen. Die hier zum Einsatz kommende Klebschicht ist auf Polyurethan-Basis und somit bei Raumtemperatur planmäßig *über* der Glasübergangstemperatur T_G . Somit ist eine gravierende Entfestigung bei geringer Temperaturänderung ausgeschlossen und die Eigenschaften des Polymers (bzw. der Klebschicht) ändern sich annähernd linear über den relevanten Temperaturbereich von 0°C bis 60°C.

Tab. 4.3: Zielparameter der optimierten Klebschicht

Anforderung	Zielvorgabe bzw. Kennwert
chemische Beständigkeit	hoch
Adhäsionsfestigkeit	\geq Kohäsionsfestigkeit Beton
Kohäsionsfestigkeit	kein Versagen in Klebschicht
Verformungsfähigkeit	$E_a \approx 200 - 300 \text{ N/mm}^2$
Verbundverhalten	angepasst an Betonstahl (Duktilität)
Temperatur während des Klebevorgangs	5°C bis 40°C
Dauertemperatur Bauteil	0°C bis 60°C
Temperaturbeständigkeit	hoch
Verarbeitbarkeit	Topfzeit $\geq 45 \text{ min}$ (Verarbeitbarkeit)
Festigkeitsentwicklung	50 Prozent nach zwei bis drei Tagen

Um eine kompatible Verstärkung zu realisieren, werden die Gedanken aus Abschnitt 4.1 nochmals kurz aufgegriffen. Die gezielte Anpassung der Verbundeigenschaften der Lamelle an das Verbundverhalten der einbetonierten Bewehrung durch die Änderung der mechanischen Klebschichteigenschaften resultiert in einer Annäherung bzw. Gleichsetzung der Verbundkoeffizienten $\lambda_{lim,L}$ und $\lambda_{lim,s}$ über alle Beanspruchungszustände hinweg. Hierdurch ergibt sich automatisch die Gültigkeit des Ebenbleibens der Querschnitte ohne Verbundentkopplung über alle Rissbildungsstadien ($f_L = f_s = 1$). Streng genommen gilt dies bei den epoxidharzbasierten Systemen lediglich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit bzw. nach bereichsweiser Verbundschädigung oder -entkopplung der Lamelle. Durch die Verwendung einer *verformungsfähigen* und *elastischen* Klebschicht wird zusätzlich die Verbundfläche deutlich homogener beansprucht. Hierdurch vergrößern sich die aktivierten bzw. effektiven Verbundlängen und die Bruchenergie G_F nimmt zu.

Die Effekte einer nach den oben stehenden Maßgaben kreierten Verstärkungsmaßnahme sollen im folgenden Kapitel mittels numerischer Simulation illustriert werden. Der Fokus liegt hierbei auf dem Einfluss der Klebschichtsteifigkeit. Hierzu werden zuerst Effekte auf den Endverankerungsbereich und die Zwischenrisselemente untersucht, bevor sich Betrachtungen eines verstärkten Biegebauteils anschließen.

5 Numerische Modellierung

5.1 Ziel der Modellierung

Ziel der im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten numerischen Untersuchungen ist die Illustrierung der Effektivität der Grundidee einer kompatiblen Verstärkungsmaßnahme gemäß Kapitel 4. Aus dieser Zielstellung leiten sich einige wichtige Punkte ab, welche die Erstellung des Modells und die Modellierungsstrategie bestimmen:

- diskrete Abbildung der Bewehrungselemente (Betonstahl & CFK-Lamelle),
- Implementierung realitätsnaher Verbundeigenschaften,
- realitätsnahe Rissbildungs- und Rissöffnungsbeziehungen,
- diskrete Abbildung von Rissen, somit sind Dehnungen und Spannungen der Bewehrungselemente direkt am Rissufer ablesbar und detaillierte Untersuchungen möglich,
- Fokus auf die Eigenschaften im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

In den folgenden Abschnitt werden zuerst die verschiedenen Modellierungsstrategien auf Verbundebene und die diskrete Rissmodellierung vorgestellt. Die Strategien werden aufbauend aus den in Kapitel 2 und 3 vorgestellten Ansätzen entwickelt und validiert. Um Konsistenz zur späteren Bemessung zu wahren, wird für alle Modellierungsansätze durchweg ein energetischer Ansatz verfolgt, s. a. [11, S. 119]. Im Vorfeld zu den numerischen Untersuchungen an (verstärkten) Biegebauteilen werden numerische Detailuntersuchungen an Endverankerungs- und Zwischenrisselementen durchgeführt. Der Fokus liegt auf dem Einfluss einer elastisch gebildeten Klebschicht auf das Gesamttrag- und Interaktionsverhalten der Bewehrungspartner.

5.2 Modellierung Verbund Betonstahl - Beton

Um die Verbundeigenschaften realitätsnah implementieren zu können, kommen bei der Modellierung des Verbundes von Betonstahl und Beton Verbundelemente zum Einsatz, deren Eigenschaften durch die Definition von Schadensinitierungsspannung und weiterer, schrittweiser Degradation des Sekantenmoduls so angepasst werden können, dass eine vollständige Abbildung der analytischen Kurve aus [11] möglich ist. Das Prinzip ist in Abb. 5.1 grafisch dargestellt, mit \bar{s}_0 ist hierbei der Schlupf bei der Schadensinitierungsspannung τ_0 definiert. Der

weiteren Verlauf der Kurve kann durch die schrittweise Definition der Schädigung D vorgegeben werden, wodurch es möglich wird, jede beliebige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu definieren.

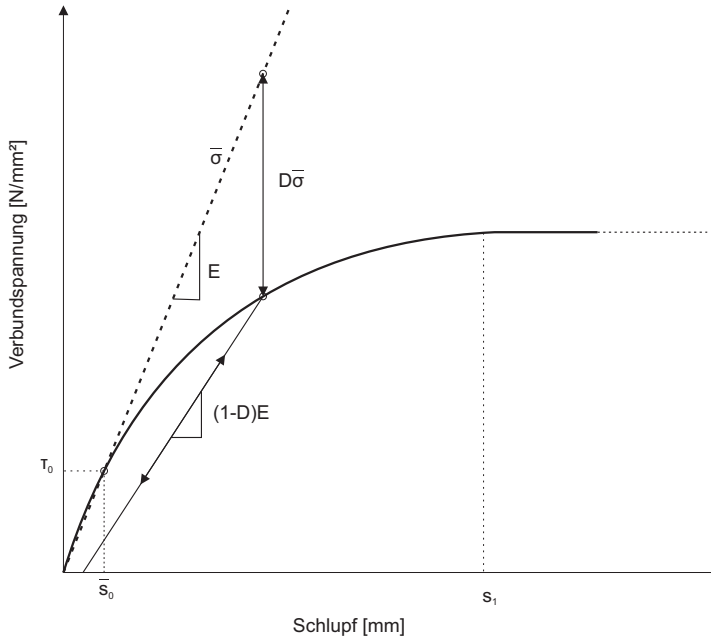


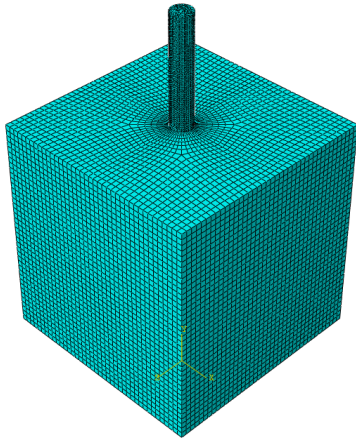
Abb. 5.1: Definition Verbund Betonstahl-Beton

Ergänzende Bemerkungen und Betrachtungen zu diesem Verfahren, sowie die Implementierung und Erweiterung dieses Modells in benutzerdefinierte Kontaktelemente, sind in [88, 81] enthalten.

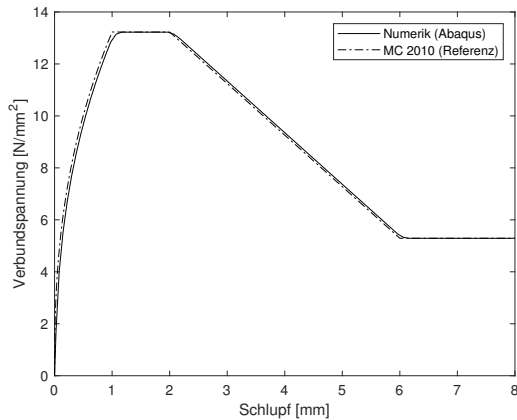
5.2.1 Validierung

Zur Validierung der Eingabeparameter wurde der in Abschnitt 3.1.4 erläuterte Ausziehversuch modelliert und ausgewertet. Hierbei wurde ein Betonstahl mit linear-elastischem Materialverhalten und einem Durchmesser von $\varnothing 20$ mm exakt nach den geometrischen Vorgaben von *RC6: Bond test for reinforcement. 2. Pull-out-test* [6] in einen linear-elastischen Betonkörper mittels Verbundelementen eingebettet. Diese Vorgehensweise ist zulässig, da ein Ausziehversagen maßgebend wird - ein Betonversagen (Spaltzugversagen) tritt bei diesem Versuch und den vorgegeben Randabständen nicht ein. In Abb. 5.2 ist das Modell mit dem entsprechenden FE-Netz und dem Vergleich von ermittelter und vorgegebener Verbundspannungs-Schlupf-Be-

ziehung dargestellt. Die Modellierung kann die Referenzkurve des Model Code 2010 [11] in guter Näherung abbilden.



(a) Elementnetz Rilem Pull-Out Versuch



(b) Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven

Abb. 5.2: Validierung der Eingabeparameter für den Verbund Betonstahl-Beton

5.3 Modellierung Verbund aufgeklebtes Textil - Beton

Bei der Modellierung des Verbundes von aufgeklebtem Textil zu Beton kommen, ebenso wie in Abschnitt 5.2, Verbundelemente zum Einsatz (siehe auch [26, 19, 93]). Da gemäß [41] auch schon bei kleinen Schlupfwerten hohe Nichtlinearitäten auftreten, ist es wichtig, das Verbundverhalten korrekt abbilden zu können, s. Abschnitt 3.2. Als VSB wird ein bilinearer Ansatz gewählt, s. Abschnitt 3.2.6. Mit den in ABAQUS implementierten Verbundelementen wird wiederum der linear-elastische Ast bis zur Schadensinitiierungsspannung (Schubspannung) und der entfestigende Ast bis zur kompletten Entkopplung implementiert – eine Beschränkung der Verbundelemente auf ein rein linear-elastisches Verhalten würde zwar die Möglichkeit bieten, Bruchlasten des Verbundes zu bestimmen, eine realistische Betrachtung des Verformungsverhaltens, sowie der Lamellenspannungen über die komplette Verbundlänge, wären aber nicht möglich.

5.3.1 Validierung

Die Validierung erfolgte durch die Modellierung von Endverankerungsversuchen, die sich an denen in Abschnitt 6.6 durchgeführten orientieren. Hierfür wurden die Verbundparameter CFK-Lamelle zu Beton mit dem Modell von [54] bei einer mittleren Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 28 \text{ N/mm}^2$ bestimmt, s. Tab. 5.1. Die in Abb. 5.3 aufgeführten Materialeigenschaften wurden, insofern nicht anders erwähnt, für alle numerischen Untersuchungen verwendet.

Tab. 5.1: Parameter zur Validierung der Verbundmodellierung aufgeklebter Textilien

τ_{L1}	s_{L1}	s_{L0}
$[\text{N/mm}^2]$	$[\text{mm}]$	$[\text{mm}]$
3,98	0,02	0,26

Die mit dem Modell ermittelte Kraft-Schlupf-Kurve ist in Abb. 5.3 abgebildet.

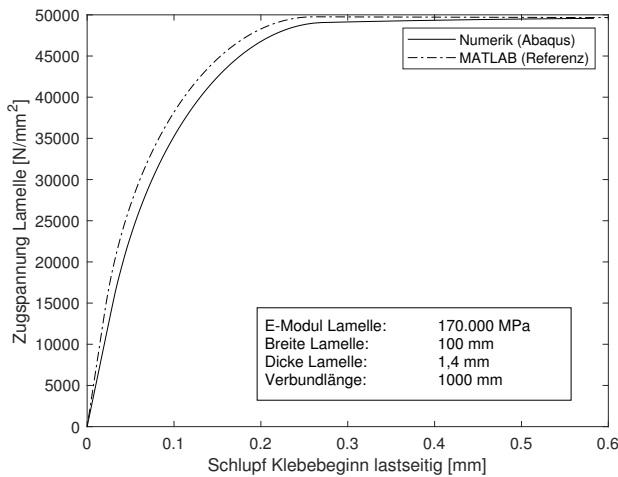


Abb. 5.3: Vergleich ABAQUS und DGL-Löser (MATLAB®)

Gut ersichtlich ist die maximal übertragbare Endverankerungskraft $F_{bL,max} = 49\,760 \text{ N/mm}^2$. Die Referenzkurve wurde mit dem in [84] erläuterten MATLAB®-Algorithmus ermittelt, der bereits mit dem MATLAB®-Algorithmus aus [98] validiert wurde. Gemäß [10] ergibt sich die maximal übertragbare Endverankerungskraft zu:

$$F_{bl,max} = A_{CFK} \cdot f_{bL,max} = 140 \cdot 354,5 = 49\,360 \text{ N}$$

Der gewählte Modellierungsansatz ist also in der Lage sowohl das Verformungsverhalten, als auch das maximale Tragverhalten aufgeklebter Textilien numerisch in guter Näherung abzubilden. Die geringfügigen Abweichungen des ABAQUS-Modells von der analytischen Lösung ergeben sich aus den Schubverformungen der oberflächennahen Betonschicht.

5.4 Diskrete Rissmodellierung (DCM)

Das Rissbildungsverhalten von (Stahl-)Betonbauwerken, ist aufgrund des lokalen Versagens auf Zug in erster Linie als diskretes Phänomen zu betrachten. Wie in Kapitel 2 beschrieben, bildet sich ein diskreter Riss aus den sich bei steigender Belastung vereinigenden Mikrorissen bei Erreichen der Zugfestigkeit. Diese Lokalisierung des Risses führt implizit zur Entlastung benachbarter Bereiche und zu einer Probengrößenabhängigkeit der Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach Rissbildung. Ort und Zeitpunkt der Rissbildung haben einen großen Einfluss auf den Spannungs-/Dehnungszustand der Bewehrungselemente, da der jeweilige Verbund erst bei Rissbildung aktiviert werden kann. Um diesen lokalen Phänomen Rechnung zu tragen und die Zielsetzung, welche in Abschnitt 5.1 erläutert wurde, zu erfüllen, wurde eine diskrete Rissmodellierung gewählt. Hierbei wird das Zugtragverhalten über einen kohäsiven *Surface-to-Surface* Kontakt für eine Modus-I Rissbildung implementiert. Diese Technik bietet den Vorteil, dass die Orte der Rissbildung impliziert vorgegeben werden können und die Auswertung aller Dehnungen/Spannungen für jeden Belastungszustand erleichtert wird. Zudem stellte sich bei Voruntersuchungen heraus, dass die gewählte Strategie der Verbundmodellierung von CFK-Lamelle und Beton im Zusammenspiel mit einer verschmierten Rissbildung zu unrealistischen Spannungen in der CFK-Lamelle führt; die Rissbildung und -entwicklung quasi versteift wird. [78] Ein Abscheren der Fuge wird über eine raue Kontaktdefinition des tangentialen Verhaltens verhindert – die Übertragung von Druckspannungen ist also auch noch nach Öffnen des Risses, beispielsweise in der Druckzone eines Biegeträgers, möglich. Das Modell ist in der Lage, lediglich Biegerisse, welche senkrecht zur Bauteilachse orientiert sind, abzubilden – die Bildung von Schub- oder Biegeschubrissen wurde nicht implementiert.

5.4.1 Kennwerte des implementierten Modells

Zur Implementierung des kohäsiven Kontaktes im Modell, das auch schon in [82] erläutert ist, wurde der Ansatz aus dem Model Code 2010 [11] leicht abgeändert. Die verwendeten Parameter zur Beschreibung des Zugtragverhaltens mittels diskreter Rissbildung sind in Abb. 5.4 grafisch dargestellt und in Tab. 5.2 aufgelistet.

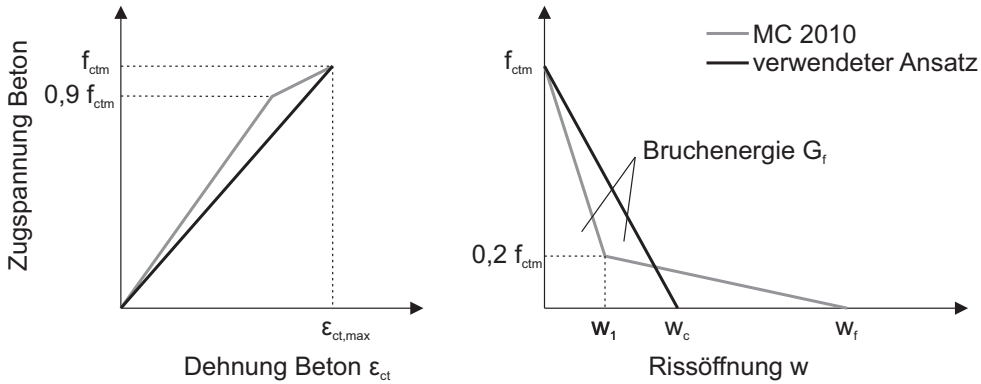


Abb. 5.4: implementiertes Zugtragverhalten Beton bei DCM

Tab. 5.2: Parameter zur Beschreibung des Zugtragverhaltens mittels DCM

f_{ctm}	f_{ctm}	G_f	w_c
$[N/mm^2]$	$[N/mm^2]$	$[N/mm]$	$[mm]$
28	2,21	0,133	0,120

Abweichend von [11] wird im numerischen Modell ein linear-ansteigender Ast der Spannungs-Dehnungs-Kurve und ein linear-entfestigender Ast der Spannungs-Rissöffnung-Kurve implementiert. Der Parameter w_c ergibt sich durch die jeweilige Bruchenergie G_f , s. Gleichung (2.3). Die Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens über eine Spannungs-Rissöffnungs-Kurve eliminiert die Größenabhängigkeit des Element-Netzes, die sich bei der Verwendung einer Spannungs-Dehnungs-Kurve einstellt, vgl. Kapitel 2. Eine Vernachlässigung des Nachbruchverhaltens würde zu einer Unterschätzung der Traglast führen. [8]

Analog zu [70] wurde der Heterogenität des Werkstoffes Beton Rechnung getragen, indem bei den Modellen in Abschnitt 5.6 die Zugeigenschaften stochastisch gestreut und den diskreten Rissen zugeordnet wurden. Die Implementierung dieser Eigenschaften erfolgte zum Zeitpunkt der Initialisierung des Modells mit einer zufallsbasierten Streuung um $\Delta f_t = \pm 10$ Prozent der einachsialen Zugfestigkeit f_{ctm} . Durch diesen Ansatz konnte eine realistischere Rissbildung als bei einem homogenen Ansatz abgebildet werden; es war in gewissen Grenzen möglich, die Streuung der Rissbilder, die sich je nach Belastungszustand einstellen, abzubilden. Dieses Vorgehen ist auch in [78, 83] erläutert und zur Modellierung gewählt worden.

5.4.2 Validierung DCM

Einaxialer Zugversuch

Zur Überprüfung des verwendeten Modellierungsansatz hinsichtlich Mode-I Versagen wurde ein einaxialer Zugversuch modelliert. Hierbei wurden zwei quadratische Betonkörper ($E_{cm,t} = 29\,000\text{ N/mm}^2$, $f_{cm} = 28\text{ N/mm}^2$) mit einer Kantenlänge von 150 mm über einen kohäsiven Kontakt miteinander verbunden und verformungsgesteuert auseinander gezogen. Wie in Abb. 5.5 ersichtlich, ist das numerische Modell in der Lage, die Zielkurven der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung in guter Näherung abzubilden.

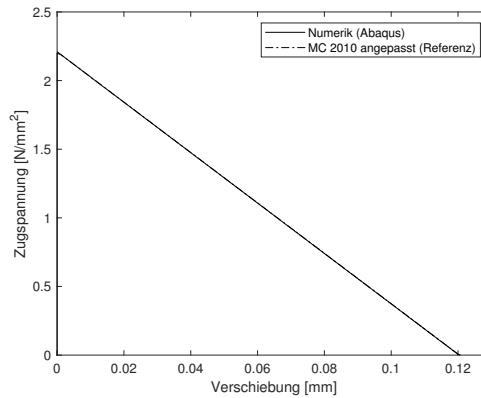


Abb. 5.5: Vergleich der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen

Biegezugversuch

Zur Überprüfung der Anwendbarkeit der gewählten Modellierungsstrategie zur Abbildung von Biegerissen wurde ein Biegezugversuch, angelehnt an die DIN EN 12390 – 5 [4], modelliert. Gewählt wurde eine Probenbreite/-höhe d von 150 mm, eine Probenlänge L von 600 mm, s. Abb. 5.6(a), sowie die Kontaktdefinitionen gemäß Tab. 5.2 mit einem möglichen diskreten Riss in Feldmitte. Gut zu erkennen ist die Rissinitiiierungsspannung von $2,21\text{ N/mm}^2$ in Abb. 5.7 nach Überschreiten der Bruchlast und fortgeschrittener Rissbildung. Die aus der Last-Verformungs-Kurve (Abb. 5.6(b)) bestimmte Biegezugfestigkeit f_{ct} ergibt sich zu $2,28\text{ N/mm}^2$ ($\Delta 3\%$) und wird als hinreichend genau angesehen. Die Anwendbarkeit der kohäsiven Kontaktmodellierung zur Abbildung von Biegerissen kann somit als gegeben angesehen werden.

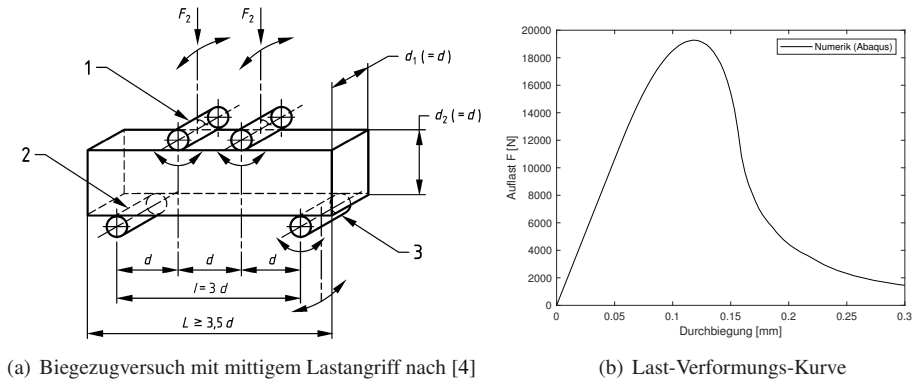


Abb. 5.6: Validierung Parameter DCM mit Biegezugversuch

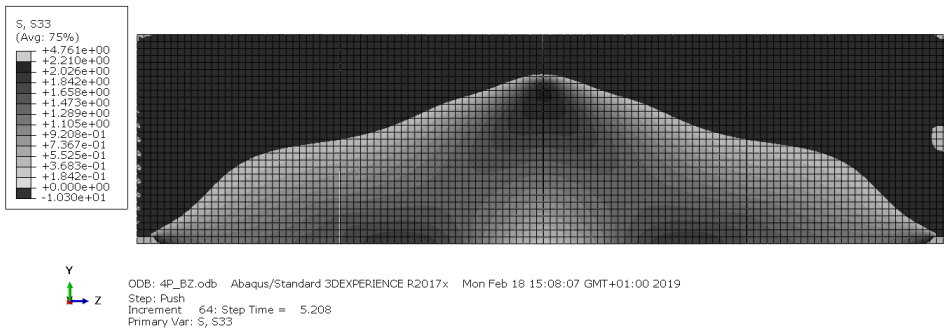


Abb. 5.7: Abaqus – Zugspannungszustand entlang Bauteilachse bei Höchstlast

5.5 Numerische Detailuntersuchungen auf Verbundebene

Bei den folgenden numerischen Untersuchungen auf Verbundebene steht die systematische Beurteilung des Einfluss der mechanischen Klebschichteigenschaften auf das Verbund- und Interaktionsverhalten verstärkter Stahlbetonbauteile im Vordergrund. Aus diesem Grund werden die Materialeigenschaften der Fügepartner, sowie die Verbundeigenschaften von Betonstahl zu Beton für alle Modelle mit nur einer Parameterkombination belegt. Für den Beton werden alle Werte basierend auf einer mittleren Druckfestigkeit von $f_{cm} = 28 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die Modellierung des Verbundes von Betonstahl zu Beton erfolgt gemäß Abschnitt 5.2. Bei der Modellierung des Verbundverhaltens von Lamelle zu Beton finden die in Tab. 5.3 aufgeführten Parameterkombinationen Verwendung.

Tab. 5.3: Inputparameter der Kontaktelemente zur Definition der Klebschichteigenschaften

Klebschicht	τ_{L1} [N/mm ²]	s_{L0} [mm]	s_{L1} [mm]	G_e [N/mm]	G_{pl} [N/mm]	G_F [N/mm]	$K_{1,L}$ [N/mm ³]
K1	3,93	0,019	0,258	0,037	0,470	0,507	206,8
K1-soft	3,93	0,20	0,258	0,393	0,114	0,507	19,7
K2	3,93	1,20	1,60	2,358	0,786	3,144	3,3
K3	3,93	0,20	0,50	0,393	0,2358	0,9825	19,7
K3-soft	3,93	0,27	0,50	0,393	0,2358	0,9825	14,6

Eine mit dem Klebstoff K1 gebildete Klebschicht lässt sich hinsichtlich ihrer Eigenschaften mit denen eines handelsüblichen Epoxidharzes vergleichen. Der Klebstoff K1-soft entspricht einem fiktiven, elastischen Epoxidharz – die Bruchenergie $G_{F,K1} = G_{F,K1-soft}$ konstant gehalten, aber der *elastische* Anteil G_e wurde deutlich vergrößert. K2 zeichnet sich durch eine sehr ausgeprägte Elastizität aus und ist vergleichbar mit dem in experimentellen Untersuchungen zum Einsatz gekommenen Polyurethan-Klebstoff, vgl. [84]. Die aus dem Klebstoff K3 gebildete Klebschicht stellt einen Kompromiss aus ausgeprägter Elastizität bei K2 und einer ausreichenden Sekantensteifigkeit $K_{1,L}$ (orientiert an der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von Betonstahl) dar und ist somit als ein optimierter Klebstoff zu betrachten. K3-soft ist der Klebstoffgruppe K3 zuzuordnen – allerdings wurde hier theoretisch mit einer dickeren Klebschichtdicke geklebt. Hierdurch “erweicht” der Verbund etwas. K3-soft ist mit dem in den Bauteilversuchen zum Einsatz kommenden Klebstoff K4e zu vergleichen und wird nur im Rahmen der Bauteilmodellierung verwendet, da das Verhalten dem von K3 sehr ähnelt. Erläuterungen zu den gewünschten optimalen Eigenschaften der Klebschicht finden sich in Kapitel 4. Da bei den in dieser Arbeit durchgeführten Endverankerungsversuchen (s. Abschnitt 6.6) als Versagensmodus, auch bei der Verwendung eines elastischen Klebstoffes, immer ein Ausbrechen der oberflächennahen Betonschichten zu beobachten war, wird das Schubspannungsmaximum τ_{L1} bei einem konstanten Wert von 3,93 N/mm² gehalten.

5.5.1 Endverankerung

Um den Einfluss der mechanischen Klebschichteigenschaften auf das Verbundverhalten im Endverankerungsfall zu zeigen, werden Endverankerungskörper, analog zu den im Rahmen der Arbeit im Experiment geprüften (s. Abschnitt 6.6), modelliert. Durch die Verbundlänge von $l_b = 1000\text{mm}$ ist gemäß [10] gewährleistet, dass die geklebte Länge größer als die *effektive* Verbundlänge ist. Hierdurch gelingt mit allen Kombinationen aus Lamelle und Kleb-

stoff eine Endverankerung – die maximal über Verbund übertragbare Kraft wird verankert. Eine ausreichend große Klebelänge äußert sich durch die Ausbildung eines Plateau-Bereiches in der Zugspannungs-Schlupf-Kurve, vgl. Abschnitt 6.6. Die sich ergebenden normierten Zugspannungs-Schlupf-Kurven sind in Abb. 5.8 dargestellt. Der Schlupf ist hierbei als Relativverschiebung zwischen Lamelle und Beton an der lastzugewandten Seite am Beginn der Klebung definiert.

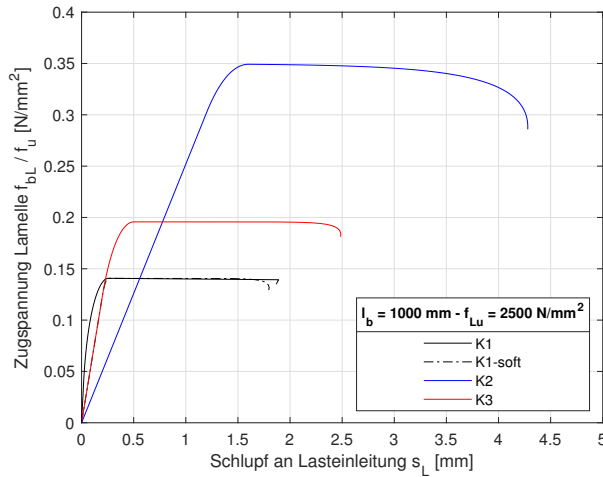


Abb. 5.8: Zugspannungs-Schlupf-Kurven je nach Klebschicht

Die gesteigerte Bruchenergie *elastischerer* Klebschichten resultiert naturgemäß in einer Steigerung der maximal übertragbaren Zugspannung. Die Kurve für K1-soft ist bis zum Erreichen des Plateaus deckungsgleich zu K3 und geht dann in die für K1 über.

In Abb. 5.9 ist die Schubspannungs- und Dehnungsverteilung über die Verbundlänge bei maximaler Zugspannung in der Lamelle $f_{bL,max}$ dargestellt. Die lastzugewandte Seite ist bei $x = 1000\text{ mm}$ definiert. Für K2 und K3 ist in der Dehnungsverteilung klar die vergrößerte aktivierte Verbundlänge zu erkennen, die in gesteigerten Maxima der Zugspannungen (-dehnungen) resultiert.

Gemäß Holzenkämpfer [54] ist die effektive Verbundlänge als wirksame Verbundlänge bei 97 Prozent der Verbundbruchkraft definiert. Die mit Hilfe des numerischen Modells ermittelten Verbundbruchspannungen und effektiven Verbundlängen sind in Tab. 5.4 aufgeführt und den nach DAfStb-Richtlinie [10] ermittelten Werten gegenübergestellt. Weiterhin sind die mit $f_{bL,el,N}$ bezeichneten Verbundspannungen aufgeführt, welche die Grenze des linear-elastischen Verbundverhaltens markieren. Dieser Zeitpunkt ist durch das Erreichen des Schlupfes s_{L1} definiert. Um zusätzlich eine bessere Vergleichbarkeit der Wirksamkeit bzw. Aktivierung der

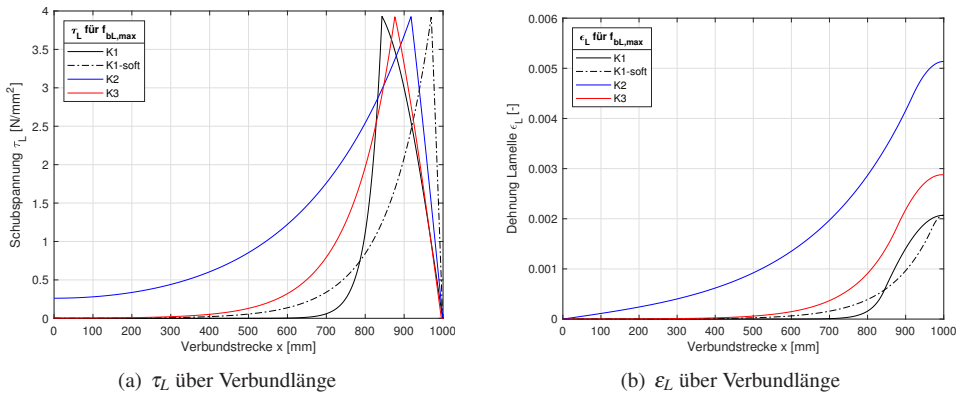


Abb. 5.9: Schubspannungsverteilung (links) und Dehnungsverteilung (rechts) bei maximaler Zugspannung

Lamelle bei üblichen Rissöffnungen zu ermöglichen, sind in der letzten Spalte exemplarisch die Lamellenspannungen $f_{bL,0.2mm,N}$ aufgeführt, die bei einem Schlupf von 0,2 mm, also einer Rissöffnung von 0,4 mm, wirken.

Tab. 5.4: Verbundbruchspannungen und effektive Verbundlängen – Numerik (N) und DAFStb-RiLi (R) [10]

Bezeichnung [—]	$f_{bl,max,N}$ [N/mm ²]	$l_{eff,N}$ [mm]	$f_{bL,max,R}$ [N/mm ²]	$l_{eff,R}$ [mm]	$f_{bL,el,N}$ [N/mm ²]	$f_{bL,0.2mm,N}$ [N/mm ²]
K1	351,8	177,0	350,9	221,6	95,3	342,0
K1-soft	351,8	246,0	350,9	221,6	309,1	309,1
K2	873,1	600,0	873,8	551,9	756,6	127,0
K3	489,3	295,0	488,5	308,5	309,1	309,1

Auffällig ist hierbei, dass bei linear-elastischem Verbundverhalten für K1-soft und K3 im Vergleich zu K1 mehr als dreimal so große Zugspannungen in der Lamelle aufgebaut werden können. Dies ist ein erstes Indiz für die Effektivität elastischer Klebschichten bei der externen Applikation von Bewehrung. Vergleicht man die Zugspannungen bei einer Rissöffnungen von 0,4 mm ist augenscheinlich, dass für K1, K1-soft und K3 Zugspannungen annähernd gleichen Niveaus aufgebaut werden können, wobei der Verbund für K1 als geschädigt und für K1-soft und K3 wiederum als ungeschädigt zu betrachten ist.

In Abb. 5.10 ist die Dehnungsverteilung bei 97 Prozent der Verbundbruchspannungen dargestellt und qualitativ die „stress transfer zone“ (STZ) eingezeichnet, die als aktivierte Verbundlänge betrachtet werden kann. Die Länge dieses Bereiches entspricht bei dieser Last der effektiven Verbundlänge. Der Autor wählte als Untergrenze der Lamellendechnik

$\varepsilon_L = 0,1$ Promille, da unter diesem Wert keine nennenswerte Schubspannungsübertragung zwischen Beton und Textil stattfindet.

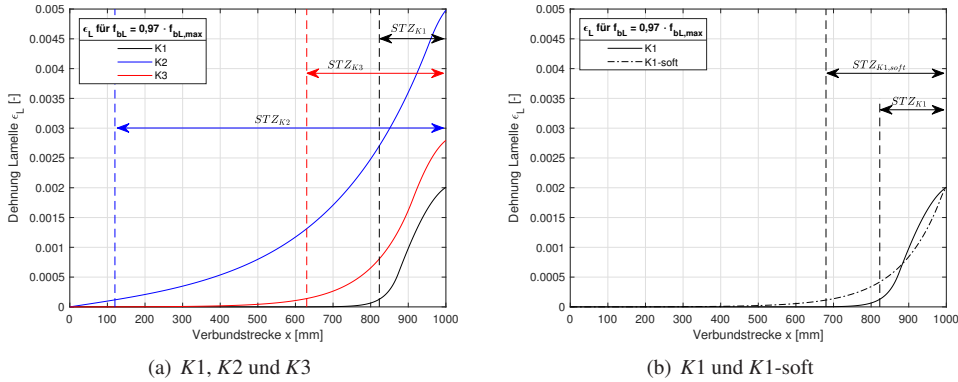


Abb. 5.10: Dehnungsverteilung über Verbundlänge für 97 Prozent der Verbundbruchspannung $f_{bL,max}$

Vergleicht man die Länge der STZ in Abb. 5.10(a) mit den Werten aus Tab. 5.4, ist man offensichtlich in der Lage, diese Kennwerte in guter Näherung auch für begrenzt elastische Klebschichten (K3) mit dem Formelwerk aus [10] zu ermitteln. Deutliche Abweichungen ergeben sich bei Klebschichten mit stark ausgeprägter Elastizität (K2); hier deutet die Dehnungsverteilung in Abb. 5.10(a) eine im Vergleich zu den Werten aus Tab. 5.4 deutlich vergrößerte effektive Verbundlänge an. Allerdings ergibt sich bei der Ermittlung der Verbundbruchspannungen lediglich eine geringe Abweichung, obwohl man bei der Anwendung von den in [10] bereitgestellten Formeln mit tendenziell zu gering ermittelten effektiven Verbundlängen kalkuliert. Um diesen Sachverhalt zu verdeutlichen, ist in Abb. 5.10(b) die Dehnungsverteilung für den K1-soft mit der von K1 bei 97 Prozent der Verbundbruchspannung verglichen. Gemäß [10] sollte sich bei gleicher Bruchenergie keine Abweichung bei den wirksamen Verbundlängen ergeben. Dies ist hier allerdings nicht der Fall. Vielmehr deuten die Untersuchungen hier an, dass zusätzlich zur Bruchenergie die elastische Steifigkeit K1 des Klebstoffes einen Einfluss auf die effektive Verbundlänge bzw. die STZ haben könnte.

In Abb. 5.11 sind die Schubspannungs- und Dehnungsverteilungen über die Verbundlänge für eine Lamellenzugspannung von $f_{bL} = 200 \text{ N/mm}^2$ und $f_{bL} = 350 \text{ N/mm}^2$ dargestellt. Letztere Spannung entspricht bei K1 fast $f_{bL,max}$, bei K3 ist hier gerade $f_{bL,el}$ überschritten worden.

Die deutliche Reduktion der wirksamen Schubspannung und die Vergrößerung der aktivierten Fläche sind offensichtlich. Da das Schubspannungsniveau als Beanspruchungsgröße für die Betonoberfläche herangezogen werden kann, wird also bei gleicher Last eine Reduktion des Beanspruchungsniveaus erreicht. Die Schädigung des Verbundes K1 ist für beide Zustände

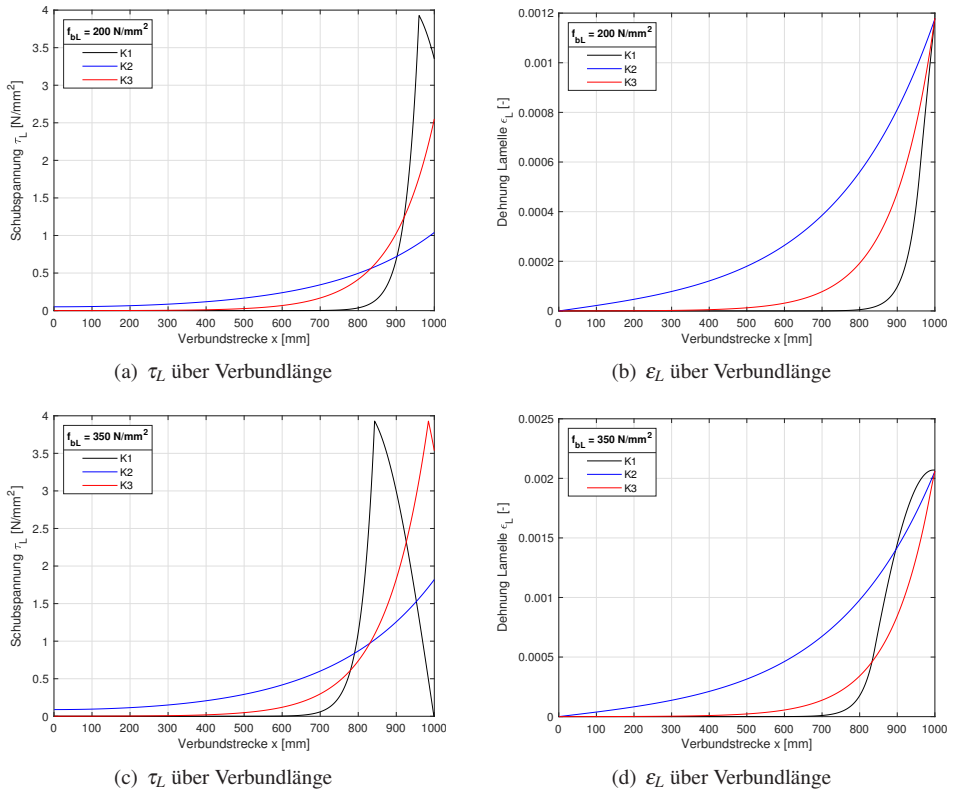


Abb. 5.11: Schubspannungsverteilung (links) und Dehnungsverteilung (rechts) bei der jeweiligen Spannung

ersichtlich, da sich die charakteristische nichtlineare Schubspannungsverteilung mit an- und absteigendem Ast bereits teilweise bzw. fast voll ausgebildet hat. Durch die Reduktion des Schubspannungsniveaus infolge elastischer Klebschichten wird der Zeitpunkt des kohäsiven Versagens verzögert und implizit die Beanspruchbarkeit der Verbindung Lamelle-Beton erhöht.

Da dieses Verbundverhalten aber bei der Verstärkung eines bereits vorhandenen Verbundsystems auf das Ursprungssystem abgestimmt sein sollte, dürfen die vorherrschenden Verformungen bzw. Relativverschiebungen nicht außer Acht gelassen werden. Prinzipiell ist darauf zu achten, dass auch eine gewisse Verbundsteifigkeit vorhanden sein muss, da die Lamelle sonst bei üblichen Rissöffnungen von $w_r = 0,4$ mm kaum aktiviert wird. Für eine Belastung von $f_{bL} = 350$ N/mm² sind die Schlupfwerte für $s_{L,K2,350} = 0,56$ mm im Vergleich zu $s_{L,K1,350} = 0,258$ mm mehr als doppelt so groß und liegen nicht mehr im gewünschten Bereich. Für K3 ergibt sich hingegen eine Reduktion auf $s_{L,K3,350} = 0,23$ mm, womit auch hier deutlich

wird, dass angepasste mechanische Kennwerte der Klebschicht ein frühzeitiges Versagen oder Schädigen des Verbundes verhindern und die Lamelle gleichzeitig hinreichend aktiviert wird. Ergänzend zu den hier vorgestellten Ergebnissen, soll auf [82] verwiesen werden. Zu K2 und K3 bzw. K3-soft vergleichbare Klebstoffe wurden in Endverankerungsversuchen charakterisiert und die hier beschriebenen Effekte konnten experimentell gezeigt werden, s. Abschnitte 6.6.5 und 6.6.6.

5.5.2 ZRE mit Lamelle bewehrt

Um die Übertragbarkeit des Nachweises am ZRE von [75], der Einzug in [10] gehalten hat, auf das numerische Modell zu zeigen, werden Zwischenrisselemente mit einer konstanten Breite von 200 mm und einer exemplarisch gewählten Länge von 150 mm modelliert. Die CFK-Lamelle ($b/h = 80\text{ mm}/1,4\text{ mm}$) ist auf einer der Betonflächen appliziert, wobei die Kleb- bzw. Verbundschicht analog zu Abschnitt 5.3 modelliert wird.

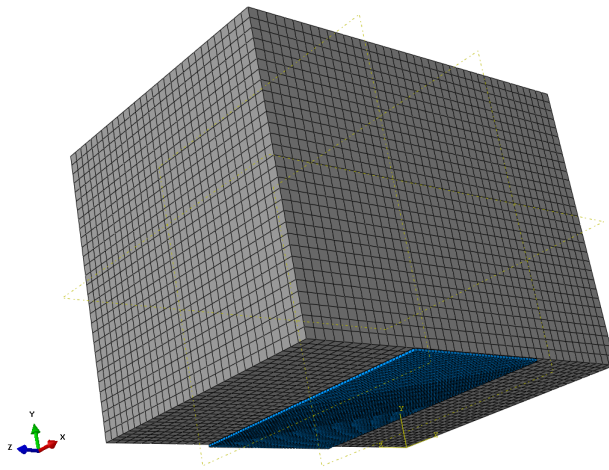


Abb. 5.12: Verwendetes ZRE Modell mit Lamellenbewehrung (blau)

Für den hier gewählten Rissabstand von 150 mm ergeben sich die in der Abb. 5.13 dargestellten aufnehmbaren Lamellenspannungsdifferenzen Δf_{bL} am Zwischenrisselement. Zum Vergleich sind die nach [10] ermittelten Grenzlinien eingetragen. Hier muss erwähnt werden, dass die nach [10] mögliche Berücksichtigung der Bauteilkrümmung und des Reibverbundes in diesem Modell unterbleibt. Alle ermittelten Kennwerte basieren rein auf der bilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Kurve bzw. dem Grundmaß des Verbundes.

Für K1 und K3 sind die mit dem analytischen und numerischem Modell ermittelten Werte annähernd deckungsgleich – lediglich bei einer Lamellengrundspannung $f_{bL} = 0$ gibt es ge-

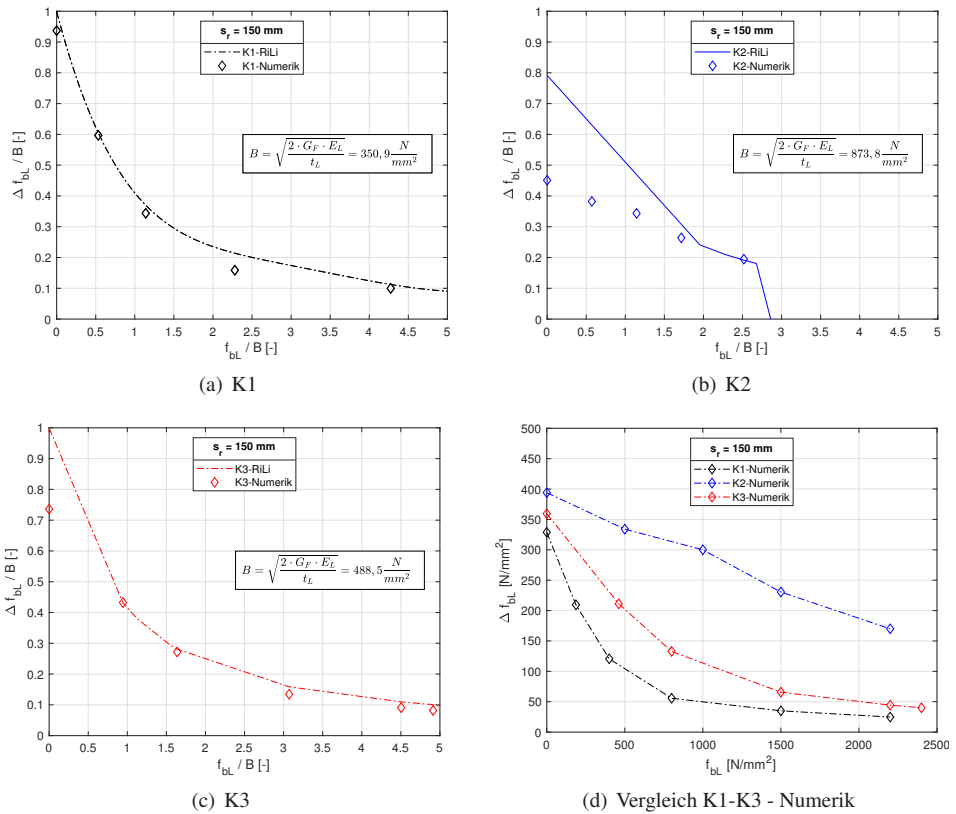


Abb. 5.13: Aufnehmbare Lamellenspannungsdifferenz am Zwischenrisselement

ringfügige Abweichungen für K3. In der analytischen Lösung erfolgt eine geringere Abminderung von Δf_{bL} als im numerischen Modell. Bei K2 überschätzt die analytische Lösung die Ergebnisse stark, insofern man das numerische Modell als Referenz nimmt. Die Abweichungen ergeben sich durch die zu geringere Abminderung von f_{bL} für Rissabstände kleiner der effektiven Verbundlänge. Auf Basis der hier durchgeführten Untersuchungen kann man jedoch feststellen, dass das Formelwerk aus [10] für Klebstoffe mit Elastizitätsmodulen im Bereich von 200 N/mm^2 bis 12000 N/mm^2 geeignet ist.

Beim Vergleich der Werte untereinander fällt auch die Steigerung der aufnehmbaren Lamellenspannungsdifferenz mit steigender Bruchenergie auf. Gerade im Bereich von 0 – 1800 N/mm^2 , der bei der Bemessung maßgebend werden kann, ergeben sich je nach Klebstoff teilweise Steigerungen von Δf_{bL} um den Faktor 2 – 6 .

5.5.3 ZRE gemischt bewehrt

Um den Einfluss des Klebstoffes auf das Interaktionsverhalten zwischen einbetonierter Betonstahl- und extern applizierter Bewehrung numerisch zu untersuchen, wurden, ergänzend zu Abschnitt 5.5.2, gemischt bewehrte ZRE modelliert. Als Betonstahlbewehrung wird hier ein Stab mit $\varnothing = 12\text{ mm}$ mit den Materialeigenschaften eines B500A verwendet. Die Last wird verschiebungsgesteuert symmetrisch auf alle Bewehrungsflächen aufgebracht. Da vor allem die Verbesserung des Verbundverhaltens im GZG Ziel dieser Arbeit ist, werden die sich einstellenden Dehnungsverhältnisse und Schubspannungsverteilungen bei Rissöffnungen w_r von 0,1 mm, 0,2 mm und 0,4 mm ausgewertet. Das Modell ist mit dem verwendeten Netz für einen Rissabstand von 150 mm in Abb. 5.14 dargestellt. Die 80 mm breite Lamelle ist hierbei blau und der Betonstahl in rot eingefärbt. Der Betonkörper hat für alle Modelle eine konstante Breite und Höhe von 200 mm bzw. 150 mm.

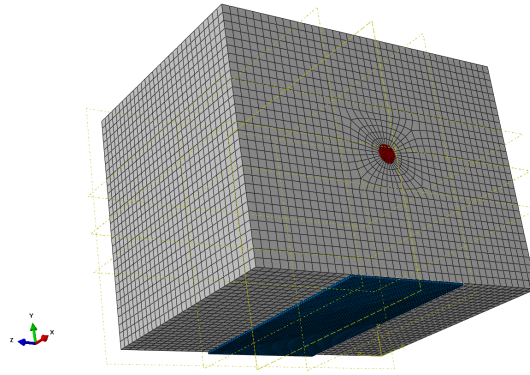


Abb. 5.14: Verwendetes ZRE Modell mit gemischter Bewehrung

Die Ergebnisse für einen Rissabstand von $s_r = 150\text{ mm}$ sind in Abb. 5.15 dargestellt und in Tab. 5.5 für ausgewählte Zeitpunkte aufgelistet. In den linken Abbildungen deuten die gestrichelten Linien das Dehnungsverhältnis $\epsilon_L/\epsilon_s = 1$ an, das für die Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese steht. In den rechten Abbildungen zeigen diese den Wert der maximal übertragbaren Schubspannung ($\tau_{L1} = \pm 3,93\text{ N/mm}^2$) an. Das Schubspannungsniveau kann zur Beurteilung des Beanspruchungszustandes herangezogen werden und sollte im GZG über den gesamten Verbundbereich unter τ_{L1} bleiben, um einen intakten bzw. ungeschädigten Verbund zu gewährleisten.

Für kleine Rissöffnungen von $w_r = 0,1\text{ mm}$, s. Abb. 5.15(a) und 5.15(b) und Tab. 5.5, findet bei der Verwendung von K1 direkt ein erheblicher Zugkraftaufbau in der Lamelle statt. Allerdings führt der sehr steife Verbund schon bei solch kleinen Rissöffnungen zu Schädigungen der Ver-

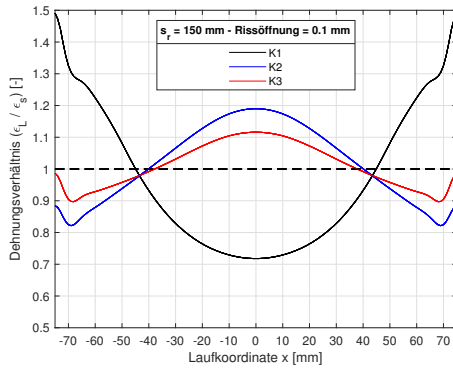
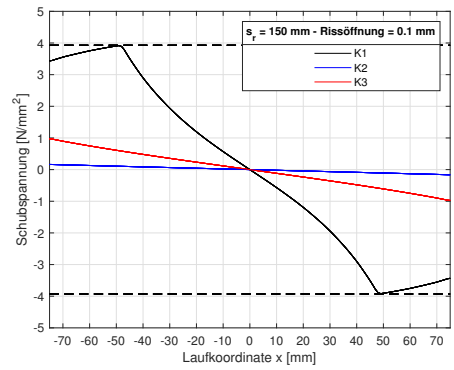
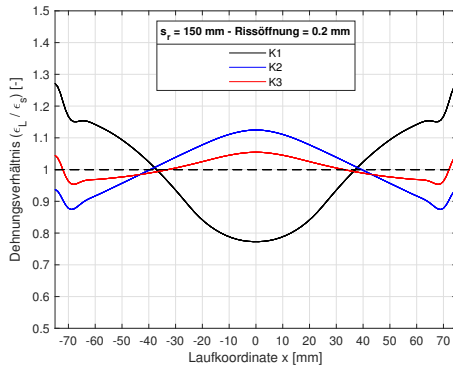
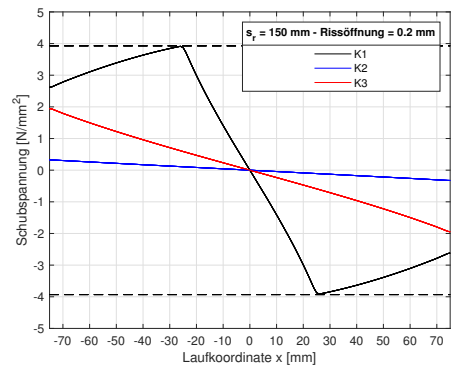
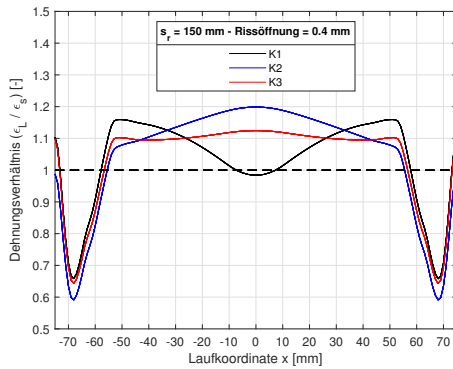
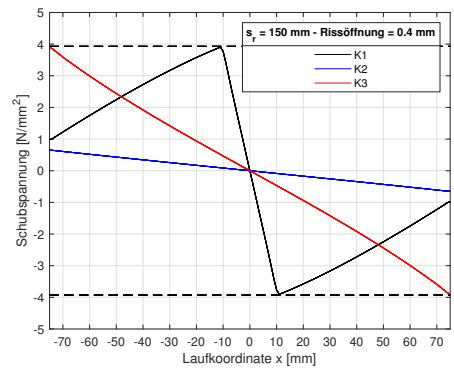
(a) $\varepsilon_L/\varepsilon_s$ für $w_r = 0,1$ mm(b) $\tau_L(x)$ für $w_r = 0,1$ mm(c) $\varepsilon_L/\varepsilon_s$ für $w_r = 0,2$ mm(d) $\tau_L(x)$ für $w_r = 0,2$ mm(e) $\varepsilon_L/\varepsilon_s$ für $w_r = 0,4$ mm(f) $\tau_L(x)$ für $w_r = 0,4$ mm

Abb. 5.15: Dehnungsverhältnis (links) und Schubspannungsverteilung (rechts) über Verbundlänge

Tab. 5.5: Zugspannungen σ_L in Lamelle je Rissöffnung an Lasteinleitungsstelle [N/mm²]

Bezeichnung	$w_r = 0,1 \text{ mm}$	$w_r = 0,2 \text{ mm}$	$w_r = 0,4 \text{ mm}$
K1	202	320	522
K2	116	233	465
K3	131	261	523

bundschicht (Bereich 2 der VSB), s. Abb. 5.15(b) im Bereich von $x = [\pm 75 \text{ mm bis } \pm 47 \text{ mm}]$. Die Überschreitung der Grenzwerte τ_{L1} und s_{L1} führt zu irreversiblen Relativverschiebungen zwischen Lamelle und Beton, resultierend in dem typischen gekrümmten Schubspannungsverlauf über die Verbundlänge. Weiterhin sind die Abweichungen von der Bernoulli-Hypothese mit bis zu 50 Prozent nicht vernachlässigbar. Bei beginnender Rissbildung bzw. sich einstellenden Rissöffnungen bei gemischt bewehrten Bauteilen wird der Großteil der Zugkraft von der Lamelle übernommen. Hierdurch wird eine Schädigung des Verbundes geradezu erzwungen. Bei fortschreitender Rissöffnung und Schädigung des Verbundes reduziert sich dieser Effekt deutlich und das Dehnungsverhältnis nähert sich dem Wert 1 an. Aus diesem Grund ist bei der Bemessung einer Verstärkung die Verwendung der Bernoulli-Hypothese absolut gerechtfertigt. Diese Beobachtungen decken sich mit den in Abschnitt 3.4 erläuterten experimentellen Ergebnissen.

Im Gegensatz hierzu, kann durch die Verwendung von K2 eine Schädigung des Verbundes bei den untersuchten Rissöffnungen verhindert und die auftretenden Schubspannungen deutlich reduziert werden, s. Abb. 5.15(b), 5.15(d) und 5.15(f). Allerdings werden in der Lamelle vergleichsweise geringe Zugspannungen aufgebaut und das *tension-stiffening* bleibt auf ein Mindestmaß begrenzt, während sich das Dehnungsverhältnis über die gesamte Verbundlänge eher dem Wert 1 annähert, als dies bei K1 der Fall war.

Die mit dem Klebstoff K3 gebildete Klebschicht zeichnet sich, ebenso wie K2, bei Rissöffnungen von $w_r = 0,4 \text{ mm}$ immer noch durch ein linear-elastisches Verbundverhalten aus. Positiv herauszustellen ist hierbei das mit K1 vergleichbar ausgeprägte *tension-stiffening*, s. Abb. 5.15(f). Das Integral der Schubspannungen nimmt bei K1 und K3 annähernd den gleichen Wert an. Hiermit geht einher, dass höhere Schubspannungen als bei K2 in die Betonoberfläche eingeleitet werden, die allerdings über die gesamte Verbundlänge unter dem Wert von τ_{L1} bleiben bzw. diese gerade erreichen. In der Lamelle werden an den Rissufern hierbei Zugspannungen in der Höhe von $\sigma_{L,K3,0.4\text{mm}} \approx \sigma_{L,K1,0.4\text{mm}} = 522 \text{ N/mm}^2$ aufgebaut, vgl. Tab. 5.5. Es kann also von einer ausreichenden Aktivierung der Lamelle bei ungeschädigtem Verbundverhalten gesprochen werden. Weiterhin ist die Bernoulli-Hypothese in allen Laststufen über den Großteil der Verbundfläche auch ohne Verbundschädigung weitestgehend

gültig. Zu beachten ist allerdings, dass bei diesem Modell der Betonstahl bei einer Rissöffnung von 0,4 mm bereits ins Fließen gekommen ist und die Dehnungen im Lasteinleitungsbereich überproportional zunehmen – das Dehnungsverhältnis also naturgemäß einen Wert ≤ 1 annimmt.

Werden die Verbundkoeffizienten der Bewehrungsstränge mit Gleichung (3.41) ermittelt, ergeben sich für die drei ausgewerteten Zustände die in Abb. 5.16 dargestellten Ergebnisse.

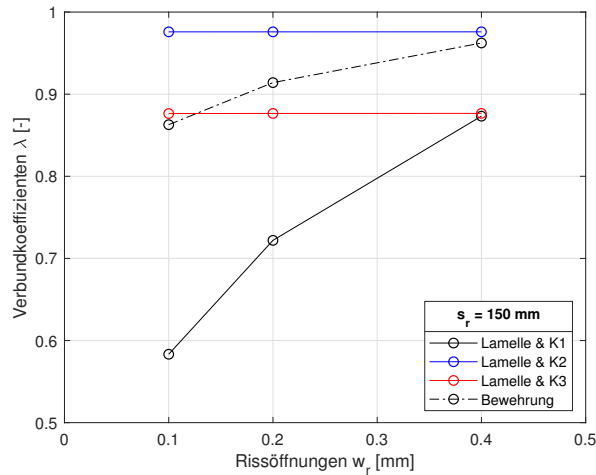


Abb. 5.16: Verbundkoeffizienten λ_L und λ_s je Rissöffnung w_r

Die im Dehnungsverhältnis bereits beobachtete starke Dehnungskonzentration im Rissquerschnitt der Lamelle bei einer mit K1 gebildeten Klebschicht äußert sich im Vergleich zu K2, K3 und dem Betonstahl durch einen deutlich reduzierten Verbundkoeffizienten. Durch die bei fortschreitender Rissöffnung einsetzende Schädigung nähert sich der Wert für K1 dem Wert des Betonstahls an. Für K2 ergibt sich durch den sehr weichen Verbund und somit fehlendem *tension stiffening* ein annähernd konstanter Verbundkoeffizient $\lambda_{L,K2} = 0,98$. Bei K3 ergibt sich durch den ungeschädigten Verbund über alle Zustände ein konstanter Wert von $\lambda_{L,K3} = 0,87$, der nahe an dem Wert für Betonstahl aus Tab. 3.3 für einen Betonstahldurchmesser von 12 mm liegt. Es ist somit möglich, über die Steifigkeit der Klebschicht das Verbundverhalten der aufgeklebten Bewehrungselemente dem des einbetonierten Betonstahls anzunähern.

5.6 Numerische Untersuchungen auf Bauteilebene

Die folgende numerische Untersuchung eines verstärkten Stahlbetonbalkens findet sich in ebenso in [83], soll hier aber aus Gründen der Verständlichkeit und Übertragbarkeit auf die in Abschnitt 6.7 ermittelten experimentellen Ergebnisse dargestellt werden.

Zur Validierung erfolgt zunächst die Darstellung der Ergebnisse des modellierten Stahlbetonbalkens. Im Anschluss erfolgt die Analyse verstärkter Stahlbetonbalken. Hier werden alle im Vorfeld erläuterten Modellierungsstrategien implementiert. Zur Wahrung der Übersichtlichkeit wird in den folgenden Unterkapiteln lediglich ein Vergleich zwischen verstärkten Balken gezogen, bei denen die Klebschicht zwischen Lamelle und Beton aus den Klebstoffen K1 und K3-soft gebildet wurde. Der Fokus liegt hierbei zum einen auf dem Effekt der Klebschichtsteifigkeit auf das globale Verhalten. Weiterhin wird auf die bereits in Abschnitt 5.5.3 gezeigten Effekten auf Verbundebene hinsichtlich der Interaktion beider Bewehrungsstränge bei einem Lastniveau im Gebrauchszustand Bezug genommen. Die Grenzbetrachtung erfolgt hinsichtlich der Durchbiegung in Feldmitte.

Voruntersuchungen zeigten, dass eine Biegeverstärkung, bei der die Lamelle mit einem weichen (elastischen) Klebstoff appliziert wird, keinen Einfluss auf das entstehende Rissbild hat. Vielmehr stellt sich ein Rissbildungsverhalten analog zum reinen Stahlbeton ein. [78] Im Gegensatz dazu ist es gemäß [99] so, dass sich bei einer Applizierung der Lamelle mittels steifem Epoxidharzklebstoff eine Reduktion der Rissabstände ergibt; also ein feineres Rissbild entsteht. Der Grund hierfür ist der sehr steife Verbund bzw. effektive Einleitungslängen kleiner/gleich dem 0,5-fachen theoretischen Rissabstand. Aus diesem Grund werden die Rissabstände je nach Modell angepasst, wobei zu beachten ist, dass der Rissabstand der diskreten Rissstellen mindestens dem des sich später einstellenden Rissbildes zu entsprechen hat.

5.6.1 Stahlbetonbalken

Die Geometrie des modellierten Stahlbetonbalkens RC-C20 ($f_{cm} = 28 \text{ N/mm}^2$) ist in Tab. 5.6 zusammengefasst und in Abb. 5.17 dargestellt.

Tab. 5.6: Geometrie Stahlbetonbalken RC-C20

Länge	Breite	Höhe	effektive Länge	Rissabstand	ρ_l
4000 mm	240 mm	240 mm	3900 mm	100 mm	9,63‰

Um im Anschluss den Verstärkungseffekt gut illustrieren zu können, wurde hier bewusst ein schlanker Biegebalken gewählt und Querkraftversagen ausgeschlossen. Durch die Bemessung wird ein duktiler Bauteilversagen eintreten – Fließen der Längsbewehrung mit anschließendem Betondruckversagen. Hierdurch ergaben sich als Längsbewehrung jeweils oben und unten 3Ø14 mm. Der diskrete Modellierungsansatz der Bewehrungselemente fand nur bei der Längsbewehrung, bzw. später bei den Verstärkungselementen, Anwendung – die Querkraftbewehrung wurde mittels der eingebetteten Elementtechnik realisiert. Der gewählte Rissabstand

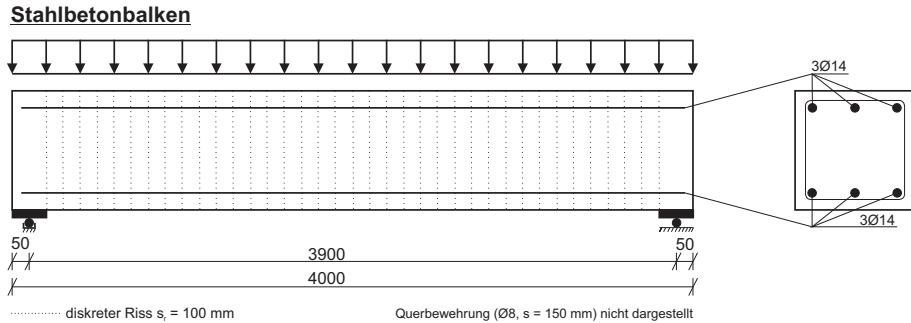


Abb. 5.17: Skizze modellierter Stahlbetonbalken RC-C20

ergibt sich als Näherung an das Ergebnis aus der Bemessung mit Mittelwerten der Materialeigenschaften nach [45]. Um der Inhomogenität des Werkstoffs Beton, die sich besonders bei Zugbelastung auswirkt, Rechnung zu tragen, wurden die in Tab. 5.2 aufgelisteten mittleren Zugfestigkeiten f_{ctm} mit Hilfe von Zufälligkeitsparametern in einem Bereich von $\pm 10\%$ skriptgesteuert um f_{ctm} gestreut und auf die Risse verteilt. Hierdurch ergab sich der Nebeneffekt, dass bei erneuter Erstellung und Simulation des Modells bei gleicher Belastung ein abweichendes Rissbild detektiert werden konnte, das Gesamttragverhalten jedoch gleich blieb. Dem nichtlinearen Verhalten des Werkstoffs Beton wurde mittels dem in ABAQUS implementiertem *concrete damage plasticity model (CDP)* Rechnung getragen. Das Modell ist samt den farbig hervorgehobenen Risselementen in Abb. 5.18 dargestellt.

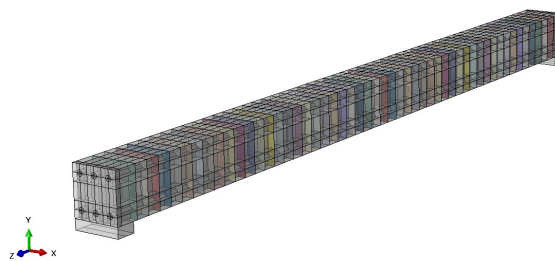


Abb. 5.18: Modellierter Stahlbetonbalken mit Stellen möglicher Rissbildung (farbig) [83]

Last-Verformungs-Verhalten

Die sich aus dem Modell ergebende Last-Verformungskurve ist in Abb. 5.19 dargestellt.

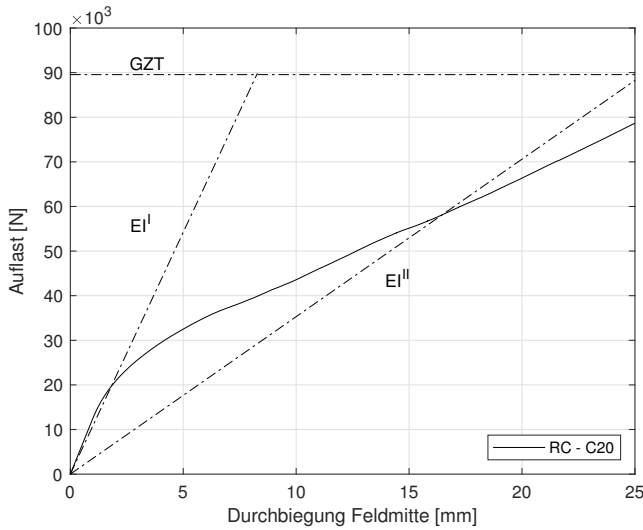


Abb. 5.19: Last-Verformungs-Kurve Biegebalken C20/25

Eingezeichnet sind hier zusätzlich der analytisch ermittelte Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und die Biegesteifigkeiten im Zustand I und II. Bei der Ermittlung der Biegesteifigkeit im Zustand II wurde auf die Formeln von Dutulescu [37] zurückgegriffen. Der hier eingetragene rechnerische Bruchzustand GZT bei $F = 89,6 \text{ kN}$ wurde mit $f_{cd} = f_{cm}$ & $f_{yd} = 525 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ ermittelt. Es kann also davon ausgegangen werden, dass das numerische Modell ein annähernd realistisches Verhalten in guter Näherung abbilden kann.

In Abb. 5.20 ist für zwei Zustände der sich einstellende Spannungszustand S33 in Längsrichtung des Balkens bzw. implizit das sich einstellende Rissbild dargestellt.

Bei einer Last von 35 kN haben sich im mittleren Bereich zwei Risse mit einem Abstand von 200 mm gebildet. Bei Laststeigerung bilden sich weitere Risse, bis sich das annähernd abgeschlossene Rissbild mit einem Rissabstand in Feldmitte von $s_r = 100 \text{ mm}$ eingestellt hat. Es kann also von einem realitätsnahen Verformungs- und Rissbildungsverhalten ausgegangen werden.

5.6.2 Verstärkter Stahlbetonbalken

Zur Demonstration der Wirksamkeit der Applikation externer Bewehrung mit einer elastischen Klebschicht wird der in Abb. 5.21 dargestellte verstärkte Biegebalken mit den in Tab. 5.7 aufgeführten Geometrien modelliert.

Der Rissabstand wurde für den Fall einer mit K1 gebildeten Klebschicht auf 75 mm reduziert, um der Bildung neuer Biegerisse zwischen den vorhandenen Rechnung zu tragen. Numerische

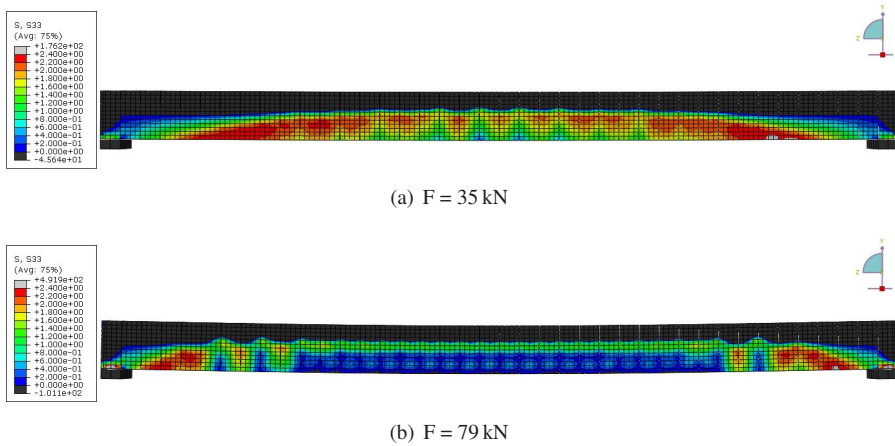
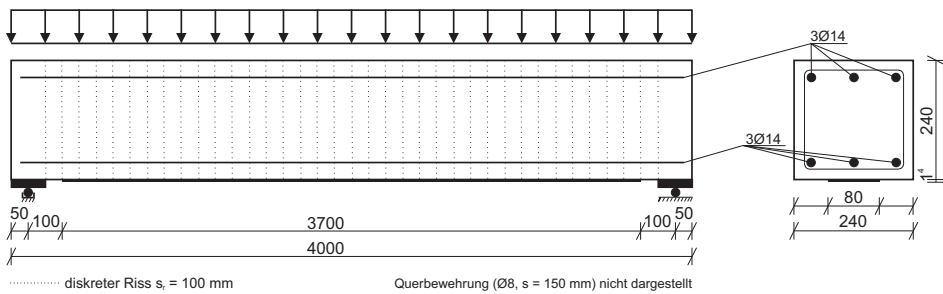
Abb. 5.20: Spannungszustand S33 in Längsrichtung des Balkens je nach Auflast F **verstärkter Stahlbetonbalken**

Abb. 5.21: Modellierter verstärkter Stahlbetonbalken [83]

Untersuchungen von [78] zeigten, dass sich, wie zu erwarten, beim Balken mit K3-soft keine zusätzlichen Biegerisse bildeten.

Last-Verformungs-Verhalten

Das sich für die unverstärkten (RC) und verstärkten Balken (K1 und K3-soft) einstellende Last-Verformungs-Verhalten ist in Abb. 5.22 dargestellt.

Klar ersichtlich ist die durch die Verstärkung erzielte Steifigkeitszunahme nach Rissbildung. Die Durchbiegung in Feldmitte und Biegesteifigkeit ist weitestgehend unbeeinflusst von der Steifigkeit der Klebschicht ($\Delta \leq 5 \text{ Prozent}$), was sich mit den experimentellen Beobachtungen

Tab. 5.7: Geometrie verstärkter Stahlbetonbalken (SRC - C20)

Länge	Breite	Höhe	Rissabstand	$\rho_{l,s}$	$\rho_{l,CFK}$
4000 mm	240 mm	240 mm	75 bzw. 100 mm	9,63 ‰	1,94 ‰

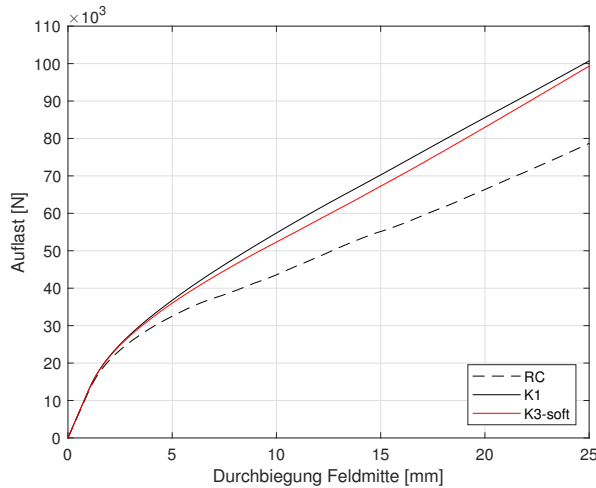


Abb. 5.22: Modellierter verstärkter Stahlbetonbalken [83]

von [34] und den eigens durchgeführten Experimenten deckt, vgl. Abschnitt 6.7. Dies ist ein Hinweis darauf, dass beide Verstärkungen als wirksam beurteilt werden können. [83]

Interaktionsverhalten

Das Interaktionsverhalten wird im Folgenden exemplarisch für zwei Zustände analysiert – (A) Betonstahlspannung 200 N/mm^2 in Feldmitte und (B) Feldmittendurchbiegung $w = 15,6 \text{ mm}$. Der Zustand (B) stellt hierbei den GZG hinsichtlich Durchbiegung dar, während (A) einen willkürlichen Zustand vor (B) charakterisiert. Bei der Auswertung des Modells ergibt sich im Gebrauchszustand eine Betondruckzonenhöhe von $x^{II} = 75 \text{ mm}$. Um die Dehnungen von Betonstahlbewehrung ε_s und Lamelle ε_L im gerissenen Zustand II vergleichen zu können, werden letztere mit dem Umrechnungsfaktor ε_L^{II} aus Gleichung (5.1) auf die Höhe der Betonstahlbewehrung bezogen:

$$\varepsilon_L^{II} = \varepsilon_L - \frac{d_s - x^{II}}{d_L - x^{II}} = \varepsilon_L - \frac{200 - 75}{240 - 75} = 0,75 \varepsilon_L \quad (5.1)$$

Analog zu Abschnitt 5.5.3 soll im Folgenden das Dehnungsverhältnis $\varepsilon_L/\varepsilon_s$ über die gesamte Balkenlänge für die zwei zuvor aufgeführten Zustände ausgewertet werden. Um die Abweichung von der Bernoulli-Hypothese beurteilen zu können, wird für beide Zustände jeweils die Standardabweichung σ des Verhältnisses als Kenngröße ermittelt. Die Ergebnisse sind in Abb. 5.23 dargestellt.

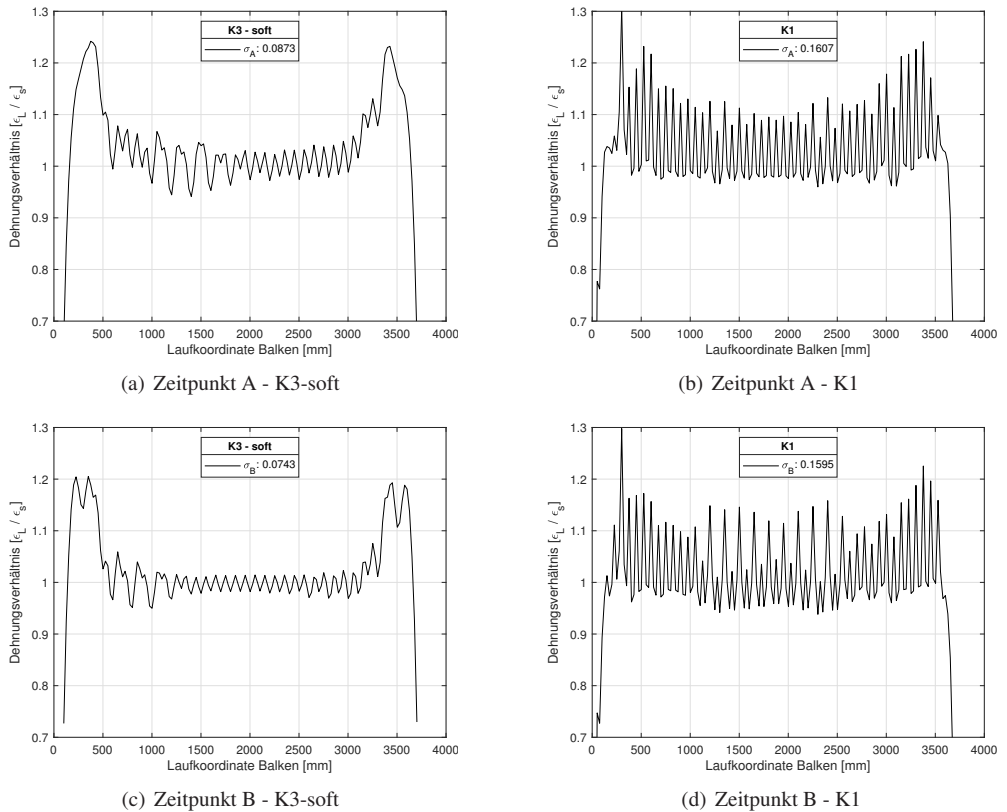


Abb. 5.23: Dehnungsverhältnis über Balkenlänge

Die Unterschiede im Dehnungsverhältnis sind offensichtlich. Während sich für K1 die bekannten Spannungsspitzen und somit großen Abweichungen vom Ebenbleiben der Querschnitte an den Rissufern ausbilden, ist man mit einer mit K3-soft gebildeten Klebschicht in der Lage, diese deutlich zu reduzieren. Im letzteren Fall gilt die Annahme der Bernoulli-Hypothese annähernd über den gesamten Bereich des Balkens (Endverankerungsbereich ausgenommen). Da sich aber für diesen Balken eine annähernd gleiche Durchbiegung wie für K1 einstellte, also kein Verlust an Steifigkeit vorhanden war, kann hier von einer *kompatiblen* Verstärkungsmaß-

nahme gesprochen werden. Eine Bemessung nach der Bernoulli-Hypothese über alle Beanspruchungszustände hinweg kann insbesondere hier als gültig beurteilt werden.

Folgerungen für die zyklische Belastung

Die in Abschnitt 4.3 aufgeführten Defizite der aktuellen Verstärkungssysteme liegen in dem bereits erläuterten steifen Verbundverhalten der aufgeklebten Bewehrungselemente begründet. Durch die Überschreitung des Grenzwertes des elastischen Schlupfes s_{L1} stellt sich eine Schädigung des Verbundes ein, die in einem ungenügenden Widerstand gegenüber zyklischen Belastungen resultiert.

Werden für Zustand (B) die Schub- bzw. Verbundspannungen über die Verbundlänge ausgewertet, ergibt sich der in Abb. 5.24 dargestellte Sachverhalt. Der Grenzwert τ_{L1} ist gestrichelt eingezeichnet.

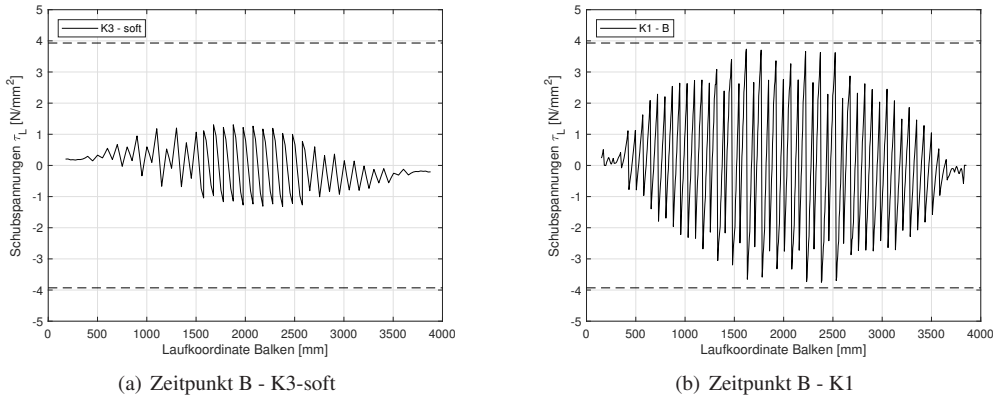


Abb. 5.24: Schubspannungen über Balkenlänge

Der Einfluss einer *optimierten* Klebschicht auf das lokale Verbundverhalten ist offensichtlich. Zieht man die Schub- bzw. Verbundspannungen als Kenngröße für die Beanspruchung der Betonoberfläche heran, kann eine Reduktion der Beanspruchung auf 25 bis 50 Prozent festgestellt werden. Für den hier exemplarisch ausgewerteten Zeitpunkt B ist der Verbund bei K1 schon geschädigt, während für K3-soft immer noch von einem linear-elastischen Verbundverhalten ausgegangen werden kann, da Rissöffnungen $\leq s_{L1}$ vorherrschen. Somit könnten gemäß [63] zyklische Beanspruchungen im Bereich der Dauerfestigkeit über das reine Grundmaß des Verbundes aufgenommen werden.

5.7 Fazit der numerischen Untersuchungen

Ziel der numerischen Untersuchungen war die Illustrierung der Effektivität der in Kapitel 4 entwickelten Idee einer *kompatiblen* Verstärkungsmaßnahme mit Klebebewehrung. Hierbei wurde die Verbundsteifigkeit der geklebten Bewehrung an die der einbetonierten durch Modifikation der mechanischen Eigenschaften der Klebschicht angepasst. Bei der Modellierung kamen zur Abbildung des Verbundes der Bewehrungselemente zum Beton kohäsive Elemente zum Einsatz – Grundlage war die jeweils gültige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung.

Sowohl auf Verbundebene als auch auf Bauteilebene konnten die positiven Effekte, die sich durch die Applikation der geklebten Bewehrung mit einer elastischen Klebschicht einstellen, gezeigt werden. Zu nennen, sind hierbei die Steigerung der über Verbund in den Beton einleitbaren Kräfte, die Verzögerung des Eintretens der Verbundschädigung über die Ausweitung des linear-elastischen Verbundbereiches, wodurch implizit das Ermüdungsverhalten verbessert wird sowie die über die Bauteillänge erreichte Schubspannungsreduktion in der Verbundschicht und die Annäherung der Verbundkoeffizienten für geklebte Bewehrung und Betonstahl über alle Laststufen hinweg. Damit einher geht naturgemäß die Gültigkeit der Bernoulli-Hypothese, allerdings ohne Schädigung des Verbundes. Die Applikation der geklebten Bewehrung mittels einer elastischen Klebschicht und die sich hieraus ergebenden Sachverhalte werden im folgenden Kapitel in der praktischen Anwendung gezeigt.

6 Eigene experimentelle Untersuchungen

In diesem Kapitel werden die eigenen experimentellen Untersuchungen zum Werkstoff- und Verbundverhalten geklebter Bewehrungselemente vorgestellt. Nach der Konzeption des Versuchsprogramms, erfolgt eine kurze Erläuterung der verwendeten Bezeichnungen und der messtechnischen Komponenten. Hieran schließen sich die entsprechenden Untersuchungen der Einzelkomponenten sowie des Verbundverhaltens an. Letztere gliedern sich in Haftzug- und Endverankerungsversuche. Die Übertragbarkeit der Ergebnisse aus den Verbundversuchen auf das Bauteilverhalten wird im letzten Abschnitt experimentell untersucht.

6.1 Konzeption des Versuchsprogramms

Das im Rahmen dieser Arbeit durchgeführte Versuchsprogramm orientiert sich direkt an den Anforderungen, die sich aus einer erfolgreichen und kompatiblen Verstärkungsmaßnahme ergeben. Neben der üblichen Bestimmung der Materialeigenschaften, wie bspw. Zugfestigkeit und Bruchdehnung, kommt vor allem der Charakterisierung der Verformungsfähigkeit der Klebschicht, neben ausreichender Adhäsions- und Kohäsionsfestigkeit, die einflussreichste Rolle zu. Die Charakterisierung des Verbundverhaltens auf Schub samt Einfluss der entsprechenden Fügepartner (Beton und Lamelle) ist hierbei die adäquate Methode, da die aufgeklebte Bewehrung planmäßig vorwiegend mit Schub beansprucht wird. Eine reine Charakterisierung des Schubverhaltens der Klebschicht durch sogenannte *single lap shear tests* (vgl. Abschnitt 2.4.3) reicht hierbei nicht aus. Die detaillierte Versuchskonzeption erfolgt in den jeweiligen Kapiteln. Aus dem Anforderungskatalog ergeben sich aber folgende grundlegende Untersuchungsgegenstände, die in Tab. 6.1 den jeweiligen Materialien (bzw. Materialkombinationen) und Konditionierungen zugeordnet sind:

- mechanische Eigenschaften Beton, Lamelle und Klebschicht,
- Adhäsions- und Kohäsionsfestigkeiten der Klebschicht,
- Einfluss der Klebschicht auf das Verbundverhalten der Fügepartner,
- Übertragbarkeit der Erkenntnisse aus den Verbundversuchen auf das Bauteilverhalten biegeverstärkter Stahlbetonbauteile.

Tab. 6.1: Übersicht Versuchsprogramm

	Untersuchungsgegenstand	Konditionierung	Kapitel
KOMPONENTEN	BETON		
	Druck- & Zugfestigkeit	Normbedingungen	6.4.1
	Oberflächenzugfestigkeit		
	CFK-LAMELLE		
	Elastizitätsmodul	(a) Normbedingungen (b) 1800 h in pH-Lösung & $T_{\text{Dauer,max}}$	6.4.2
	Zugfestigkeit		
	Bruchdehnung		
	KLEBSCHICHT		
	Elastizitätsmodul	(a) Normbedingungen (b) $T_{\text{Dauer,min}}$ (c) $T_{\text{Dauer,max}}$	6.4.3
	Zugfestigkeit		
	Bruchdehnung		
	Verlust- und Speichermodul		
VERBUND	APPLIZIERTES SYSTEM		
	Haftzug	(a) Normbedingungen	6.5.1
		(b) $T_{\text{Dauer,max}}$	6.5.2
		(c) low-cycle fatigue	6.5.3
	Endverankerung	Normbedingungen	6.6
	Bauteilversuche	Normbedingungen	6.7

6.2 Bezeichnungen

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wurden verschiedene Materialkonfigurationen geprüft. Aus der jeweiligen Bezeichnung der Versuche sollen sich direkt wichtige Versuchsparameter und die verwendeten Materialien ablesen lassen. Die hierbei verwendeten Bezeichnungen sind in Tab. 6.2 erläutert und wurden in ähnlicher Art und Weise bereits in Kapitel 5 verwendet.

Tab. 6.2: Bezeichnungen der Einzelkomponenten

1. KOMPONENTE: VERWENDETER KLEBSTOFF	
K1e	StoPox SK41
K2e-I	PUR-Klebstoff Fa. Kleiberit (hoch elastisch)
K2e-II	PUR-Klebstoff Fa. Kleiberit (sehr elastisch)
K3e	PUR-Klebstoff Fa. Kleiberit (mittel elastisch)
K4e	PUR-Klebstoff Fa. Kleiberit (elastisch mit optimierter Steifigkeit)
2. KOMPONENTE: BETONGÜTE	
B1 bis B3	jeweilige Betongüte Endverankerungsversuche
B18 und B19	Betongüte für Bauteilversuche
3. KOMPONENTE: VERWENDETE LAMELLE	
C1	Sto S & P Lamelle niedrigmodulig
C2	KAST Lamelle niedrigmodulig
4. KOMPONENTE: ORDNUNGSNUMMER DES VERSUCHS	

6.3 Messtechnik

Neben der traditionellen Messtechnik, wie induktive Wegaufnehmer (IWA) und Dehnungsmessstreifen (DMS), kamen bei den Endverankerungs- und Bauteilversuchen zur Rissdetektion bzw. Dehnungsermittlung in der Lamelle zwei Verfahren zum Einsatz – die optische Messtechnik und faseroptische Sensoren. Aufgrund der geringeren Verbreitung dieser beiden Techniken im Bauingenieurwesen erfolgt hier nun eine kurze Erläuterung.

6.3.1 Optische Messtechnik

Bei der (geometrisch) optischen Messtechnik (engl.: *digital image correlation (DIC)*) handelt es sich im Allgemeinen um eine berührungslose Messtechnik, die seit der Entwicklung der Digital-Fotografie eine rasante Entwicklung genommen hat. Messbare physikalische Größen bei diesem Verfahren sind Verformungen und Verschiebungen einer Probe, aus denen im Post-Processing Dehnungen und Spannungen ermittelt werden. Anwendungsbereiche der optischen Messtechnik sind unter anderem die Medizin [90, 58] und die Material- bzw. Ingenieurwissenschaften [80, 77, 92], wobei in diesen Bereichen eine immer häufigere Anwendung das

Structural Health Monitoring [66] ist. Sie ist vor allem dann sinnvoll einsetzbar, wenn Verläufe von Verformungsgrößen über eine Fläche von Interesse sind.

Grundsätzlich muss bei der optischen Messtechnik zwischen zwei Verfahren unterschieden werden, die sich durch das verwendete Licht differenzieren: Verwendung von (a) kohärentem Licht oder (b) einem hochkontrastigem Raster (bspw. zufälliges Sprühmuster) und inkohärentem Licht (LED-Strahler). Bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche wurde mit der zweiten Methode gearbeitet.

Die Auflösung und die Genauigkeit der Messung hängt stark vom verwendeten optischen Sensor und der Größe des Messfeldes ab. Weiterhin wird die Qualität der Ergebnisse stark von der Probenvorbereitung (Sprühmuster) und dem Algorithmus zur Ermittlung der Verschiebungen beeinflusst. [62, 21] führten Untersuchungen zur Optimierung der Sprühmuster und der Lösetechniken zur Ermittlung der Verschiebungen der Oberfläche durch. Beispiele für unterschiedlichste Sprühmuster sind in Abb. 6.1 dargestellt.

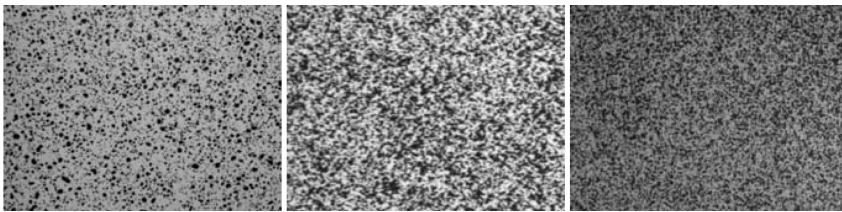


Abb. 6.1: Beispiele für Sprühmuster [79]

Im Allgemeinen ist es wichtig, ein kontrastreiches und dem Messvolumen angepasstes Oberflächenmuster zu erzeugen, damit die Software die Pixelbereiche in Facetten zusammenfassen und die Relativverschiebung der Facetten untereinander, die sich beispielsweise durch eine Zugbelastung der Probe einstellt, ermitteln kann. Nähere Infos zu der im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Hard- und Software, bzw. dem genauen Prinzip der *DIC* findet, sich in [47]. Eine Bewertung der mit dieser Methode ermittelten Werte erfolgt in den jeweiligen Abschnitten der Versuche.

6.3.2 Faseroptische Sensoren

Im Rahmen der am applizierten System (s. Abschnitte 6.6 und 6.7) durchgeführten Versuche kamen faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung der Lamelle zum Einsatz. Die Applikation des Sensors erfolgte mit dem für das jeweilige Sensorprodukt vorgesehenen 2K-Epoxidharzklebstoff. Der Sensor wurde hierfür im Vorfeld mittels Klebestreifen satt auf dem zu messenden Untergrund fixiert. Bei allen Versuchen wurden Gerätschaften der

Firma Luna aus der 6000er-Serie verwendet. Bei der im Vorfeld durchgeführten Literaturrecherche zeigte sich ein großer Einfluss von verwendetem Sensor, Klebstoff und Klebstoffdicke auf die Genauigkeit der Ergebnisse. Im Rahmen einer Abschlussarbeit [96] wurden aus diesem Grund Zugversuche an CFK-Lamellen mit faseroptischem Sensor und optischer Messtechnik durchgeführt, um die Genauigkeit der Ergebnisse einordnen zu können. Hierbei zeigte sich, dass der faseroptische Sensor schon bei sehr geringen Lamellendehnungen von 100 microstrain weitaus genauere Dehnungswerte als das *DIC* lieferte. Die Anwendbarkeit wurde somit als gegeben angesehen.

Funktionsweise

Der schematische Aufbau eines faseroptischen Sensors ist in Abb. 6.2 dargestellt.

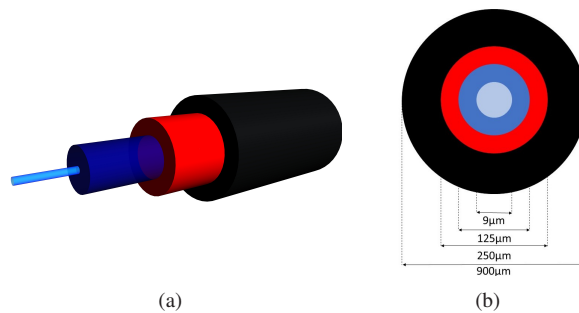


Abb. 6.2: Schematischer Faseraufbau: 3D-Darstellung (links) und Schnitt mit Abmessungen (rechts) [96]

Im Grundsatz besteht dieser aus einer 8 bis 9 µm dicken Glasfaser (Quarzglas), die in einen weiteren Mantel aus Quarzglas, eine Kunststoff-Beschichtung und eine evtl. weitere Schutzhülle eingebettet ist. Der äußere Quarzglas-Mantel zeichnet sich durch einen geringeren Brechungsindex als die Kernfaser aus, wodurch sich das in die Kernfaser eingebrachte Licht verlustfrei durch Totalreflexion ausbreiten kann. [96]

Um eine kontinuierliche Messung über die gesamte Länge einer Glasfaser, die hier als Sensor fungiert, realisieren zu können, wird die Rayleigh-Streuung genutzt. Hierzu wird ein *Optical Backscatter Reflectometer* um die *Sensing Option* erweitert. Die natürlich vorkommenden Fehlstellen der Glasfaser werden genutzt, um für jeden Sensor bei einer Nullmessung ein charakteristisches Reflektionsmuster zu generieren. Hierbei wird Laserlicht in die Glasfaser eingekoppelt und eine Laufzeitmessung des rückgestrahlten Rayleigh-Lichts durchgeführt. Wird die Faser gedehnt, ändert sich dieses und Dehnungsmessungen mit einer Ortsauflösung von 0,65 mm über eine Faserlänge von 10 m sind möglich. Bei entsprechender Vergrößerung des Messrasters können kontinuierliche Messungen über eine Länge von 70 m durchgeführt

werden. Als Messgrenze wird laut Hersteller eine Dehnung von 15000 microstrain bei einer Auflösung von 1 microstrain angegeben. Bei Versuchen stellte sich allerdings eine Grenze von 12000 microstrain ein, während sich das Messrauschen auf 25 microstrain bis 50 microstrain begrenzte. Da diese Werte allerdings auch vom Dehnungsgradient zwischen zwei Messstellen abhängig sind, sollten diese lediglich als Orientierung dienen. Dieser darf zwischen zwei Messpunkten nicht größer als 250 microstrain sein, da es sonst zu Messpunktausfällen kommt.

6.4 Materialuntersuchungen

6.4.1 Beton

Betonrezeptur

Für die durchgeführten Versuche wurde auf Transportbeton nach DIN EN 206-1 bzw. DIN 1045-2 zurückgegriffen. Als Zuschlag kamen ungebrochene Gesteinskörnungen (Natarsand und Rundkorn) mit einem Größtkorn von 16 mm zum Einsatz. Bei allen Mischungen wurde eine Mindest-Konsistenzklasse F3 gefordert und Zemente verwendet, die zu einer mittleren Festigkeitsentwicklung führten. Als Obergrenze des Wasserzementwertes wurde 0,65 festgelegt.

Alle Betonkörper wurden nach der Betonage für die Dauer von sieben Tagen mit feuchten Jutesäcken und Plastikplanen abgedeckt gelagert, anschließend ausgeschalt und in der Versuchshalle deponiert. Zusätzlich wurden Probekörper zur Bestimmung der Betoneigenschaften angefertigt (angelehnt an die DIN EN 12390), die nach einem Tag ausgeschalt und bei den Betonkörpern in der Versuchshalle gelagert worden.

Mechanische Eigenschaften

Die mit den Probekörpern zum Versuchszeitpunkt ermittelten Mittelwerte der mechanischen Eigenschaften (Druck-, Spalt- und Oberflächenzugfestigkeit) sind für die jeweiligen Versuchskörper in Tab. 6.3 angegeben. Die an deckungsgleich zu den Klebeflächen vorbereiteten Betonoberflächen ermittelten Oberflächenzugfestigkeiten (DIN 1048-2) sind für B1 bis B3 samt den nach den Gleichungen (2.6) und (2.8) ermittelten Werten in Abb. 6.3 dargestellt.

Ergänzend soll hier darauf hingewiesen werden, dass für alle statischen Endverankerungsversuche Beton einer Charge zum Einsatz kam. Die Betonkörper wurden in ausreichender Anzahl hergestellt und geschützt gelagert. Die Endverankerungsversuche fanden über einen Zeitraum von 18 Monaten statt, somit ergaben sich mit der Lagerungsdauer durch Nacherhärtung naturgemäß zunehmende Festigkeiten; aus diesem Grund wurde je Versuchsreihe eine eigene Kennziffer (B1 bis B3) vergeben. Da jedoch lediglich eine begrenzte Anzahl an Schalungen

Tab. 6.3: Betondruckfestigkeiten Versuchskörper

Bezeichnung	$f_{cm,cube,150}$ [N/mm ²]	$f_{cm,cyl}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,sp}$ [N/mm ²]	$f_{ctm,surface}$ [N/mm ²]
B1	39,1	35,6	3,02	2,27
B2	-	47,4	-	2,50
B3	-	48,0	-	2,34
B18	-	49,5	3,73	2,55
B19	58,4	53,8	3,26	2,87

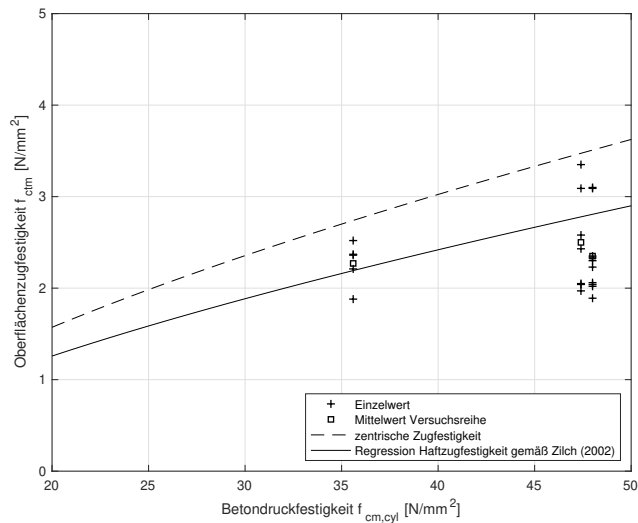


Abb. 6.3: Endverankerung - Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit vom Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit

für die Zylinder- und Würfelnkörper zur Verfügung standen, konnten nicht alle mechanischen Eigenschaften zu jedem Zeitpunkt bestimmt werden. Der Fokus wurde immer auf die Bestimmung der Druck- und Oberflächenzugfestigkeiten gelegt, da diese maßgeblich die Wirksamkeit der aufgeklebten Bewehrung beeinflussen und somit naturgemäß in den Verbundansätzen enthalten sind, s. Abschnitt 3.2.

Bei allen Prüfungen trat 100-prozentiges Kohäsionsversagen im Beton ein. Die bekannte, relativ große Streubreite ist offensichtlich. Die Regressionsgerade nach [102] trifft aber die im Experiment ermittelten Werte in guter Näherung. Auffällig ist die vergleichsweise geringe Zunahme der Oberflächenzugfestigkeit bei steigender Druckfestigkeit.

6.4.2 CFK – Zugversuche nach DIN EN 2561

Zur Ermittlung der mechanischen Kennwerte wurden im Rahmen dieser Arbeit Zugversuche an zwei verschiedenen CFK-Laminaten (C1 und C2) durchgeführt, s. Abb. 6.4.

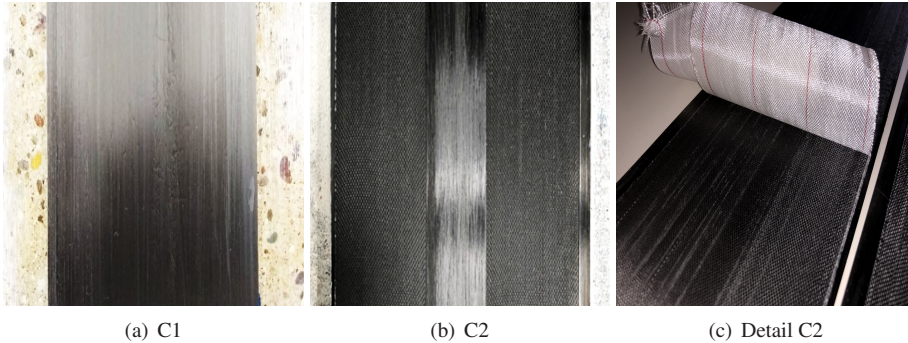


Abb. 6.4: verwendete CFK-Lamine C1 und C2

Die Lamelle C1 mit einer rechnerischen Breite und Dicke von 80 mm bzw. 1,4 mm zeichnet sich hierbei durch eine glatte Oberfläche und einem Fasergehalt von ≥ 70 Prozent aus. Die Lamelle C2 mit einer Nennbreite von 100 mm und einer Dicke von 1,4 mm besitzt eine ange-raute Oberfläche. Auf einer Seite wurde zur besseren Applikation des faseroptischen Sensors ein glatter Mittelsteg realisiert, da sich bei Vorversuchen die Rauigkeit als Störfaktor für eine exakte Dehnungsmessung herausstellte. Das Anrauen der Oberfläche erfolgte durch die bereits im Produktionsprozess durchgeführte beidseitige Applikation eines später abziehbaren Glasfasergewebes. Bezüglich Fasergehalt und Festigkeiten ergeben sich kaum nennenswerte Unterschiede.

Die Prüfkörpervorbereitung, Durchführung und Auswertung erfolgte gemäß DIN EN 2561 [3]. Die Probekörper wurden mittels Sägen auf die ungefähren Maße von 250 mm Länge und, je nach Dicke des Laminats, 10 mm bzw. 15 mm Breite zugeschnitten. Zur Vermeidung von Klemmbruch wurden auf die CFK-Lamine Aufleimer, bestehend aus drei Lagen Glasfasertextil und Epoxidharz, laminiert. Die freie Länge zwischen den Aufleimern betrug bei allen Versuchen exakt 130 mm. Dehnungen wurden hier mit Hilfe von IWA über eine Messlänge von 88 mm ermittelt. Zusätzlich erfolgte bei einigen Proben eine Ermittlung der Dehnungen mittels DMS und DIC, s. Abb. 6.5.

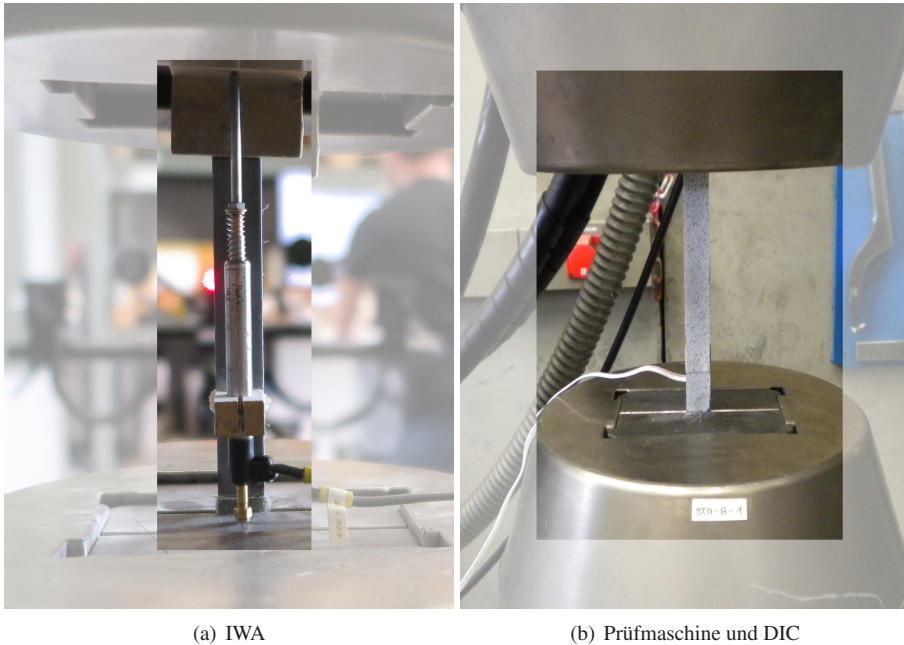


Abb. 6.5: Zugversuche nach DIN EN 2561

Mechanische Kennwerte unter Normbedingungen

Die Prüfung erfolgte nach einer Lagerung der Probekörper für eine Dauer von 7 Tagen unter Normklima (23°C und 50% r.F). Geprüft wurden Lamine mit einer Breite von 10 mm bzw. 15 mm entsprechend den Vorgaben der DIN 2561 [3].

Ein charakteristisches Versagensbild zeigt Abb. 6.6, während Abb. 6.7 ein für diese Versuche typisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm zeigt. Klar ersichtlich ist das annähernd linear-elastische Verhalten - aus diesem Grund wird in Folge vereinfachend von einem perfekt linear-elastischen Verhalten bis zum Bruch ausgegangen.

Die sich für die Lamine C1 und C2 ergebenden Mittelwerte sind in Tab. 6.4 aufgeführt. Die Zusammenstellung aller ermittelten mechanischen Kennwerte findet sich, getrennt nach Typ des Laminats, in Tab. A.1–A.3. Im Rahmen der Auswertung der experimentellen Untersuchungen am applizierten System wird für beide Lamine auf der sicheren Seite von einem mittleren E-Modul von $170\,000\text{ N/mm}^2$ ausgegangen.



Abb. 6.6: charakteristisches Versagensbild CFK-Laminat

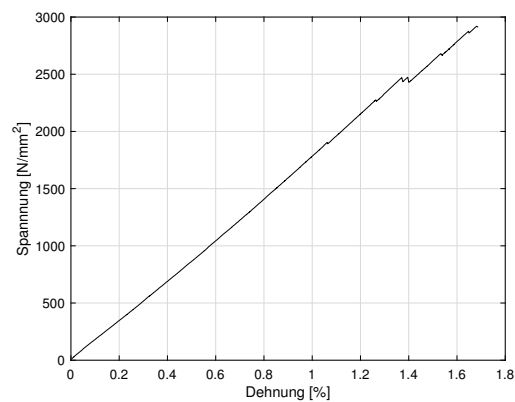


Abb. 6.7: typisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm

Tab. 6.4: mittlere mechanische Kennwerte Lamine C1 und C2

Laminat	Bruchspannung [%]	Bruchdehnung [N/mm ²]	Sekantenmodul
C1	2793	1,68	170738
C2	2845	1,61	176168

Dauerhaftigkeitsuntersuchungen CFK-Lamine

Um die Beständigkeit der verwendeten Lamine im alkalischen Milieu zu untersuchen, wurden die Zugproben bei 60°C in einer pH-Lösung (pH-Wert 13,7) für die Dauer von 1800 h gelagert und nach der Trocknung unter Normklima (s. Abschnitt 6.4.2) nach den Vorgaben der DIN EN 2561 [3] geprüft. Dies stellt die theoretisch maximal vorherrschende Beanspruchung dar. Von Interesse ist hierbei nicht nur der Absolutwert der mechanischen Kennwerte, sondern vielmehr das Verhältnis derselben zu denen bei Normbedingungen gelagerter Proben. Die Dauerhaftigkeit ist für ein Verhältnis $\geq 0,9$ nachgewiesen.

Die ermittelten Werte für Laminat C1, das mit einer pH-Lösung mit einem Wert von 13,7 beaufschlagt wurde, sind in Tab. A.4 aufgeführt. Alle Verhältnisse sind größer als 0,9 – es stellte sich faktisch keine Abminderung der mechanischen Festigkeiten ein.

6.4.3 Klebstoffuntersuchungen

Im Rahmen dieser Arbeit kamen fünf verschiedene Klebstoffe zum Einsatz, vgl. Tab. 6.2. Alle von der Fa. Kleiberit bereitgestellten Klebstoffe sind lösemittelfrei und bilden eine dauerelastische Klebschicht aus. Die im Folgenden dargestellten Kennwerte wurden im hauseigenen Firmenlabor ermittelt.

Mechanische Eigenschaften unter Normbedingungen

Die Mittelwerte der bestimmten Kenngrößen sind in Tab. 6.5 dargestellt. Für den Klebstoff K1e wurde das entsprechenden Produktdatenblatt zu Rate gezogen. Bei den Polyurethanen erfolgte die Bestimmung der Zugeigenschaften nach der jeweils gültigen Fassung der DIN EN 527-2 mittels Knochenprüfkörpern des Typs 1B bei einer Belastungsgeschwindigkeit von 100 mm/min.

Tab. 6.5: Ergebnisse Knochenprüfstäbe nach DIN EN 527-2

Nr.	Zugfestigkeit	Bruchdehnung	E-Modul	Dichte
	N/mm ²	%	N/mm ²	g/cm ³
K1e	$\geq 14,0$	-	$\geq 2000,0$	1,7-1,8
K2e-I	6,5	360,1	14,6	1,2
K2e-II	12,1	120,0	50,2	1,2
K3e	$\approx 14,0$	100,0	180,0	1,2
K4e	$\approx 16,0$	32,0	280,0	1,2

Der Klebstoff K4e ergab sich durch die Modifikation des Klebstoffes K3e, der sich bei der Verarbeitung als etwas zu viskos erwies. Darüber hinaus wurde ein Flammschutzmittel getauscht. Für K4e wurde im Torsionsschwingversuch nach DIN 53445 [5] (vgl. Abschnitt 2.4.3) der elastische-Bereich der reinen Polymerprobe bei RT bis zu einer Schubverformung im Bereich von $\tan\gamma = 0,003$ bis $0,005$ festgelegt. Durch Multiplikation mit der Klebschichtdicke t_a kann somit eine erste Näherung für einen rein elastischen Grenzscherung $s_{L1,LE} = \tan\gamma \cdot t_a$ bestimmt werden. Für K3e wurde die Grenze des linear-elastischen Bereiches zu $\tan\gamma = 0,006$ bestimmt.

Mechanische Eigenschaften unter Temperatureinfluss

Die unter der angestrebten maximalen Dauernutzungstemperatur von 60°C ermittelten Kenngrößen sind des Klebstoffes K3e sind in Tab. 6.6 dargestellt.

Tab. 6.6: Ergebnisse Knochenprüfstäbe für K3e nach DIN EN 527-2 je nach Temperatur

Temperatur	Zugfestigkeit	Bruchdehnung	E-Modul
$^\circ\text{C}$	N/mm^2	$\%$	N/mm^2
-25	$\approx 23,0$	$\approx 30,0$	$\approx 380,0$
RT	$\approx 13,0$	$\approx 100,0$	$\approx 180,0$
+60	$\approx 8,0$	$\approx 130,0$	$\approx 90,0$

Selbst bei einer stark erhöhten Dauertemperatur von 60°C zeigt der Klebstoff K3e noch eine zufriedenstellende Zugfestigkeit. Unter der Voraussetzung, dass die mit K3e ausgebildete Klebschicht eine ausreichende Adhäsion zu den Fügepartnern in dem hier untersuchten Temperaturbereich ausbildet, wird beim applizierten System weiterhin das Kohäsionsversagen im Beton maßgebend werden.

6.5 Verbunduntersuchungen - Haftzug

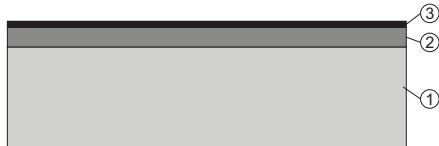
Die hier vorgestellten Haftzuguntersuchungen dienten der Untersuchung der Adhäsions- und Kohäsionsfestigkeiten der Klebschicht. Sie erfolgten nach DIN EN 1542 [1] mit einer Prüfgeschwindigkeit von 100 N/s lediglich für K4e auf Betonprüfplatten nach DIN EN 1766 [2]. Die sandgestrahlten Betonprüfplatten des Typs MC 0,40 wiesen garantierte Druckfestigkeiten $f_{cm} \geq 58\text{ N/mm}^2$ auf. Die gewählte Obergrenze des System-Anwendungsbereiches ist somit abgedeckt.

Die Vorbereitung der Proben (s. Abb. 6.8) erfolgte abweichend von [1] wie folgt:

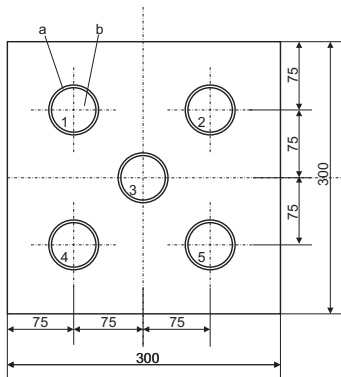
- Reinigen der Betonprüfplatte,

- Applikation der Lamellen mit maximaler Klebschichtdicke von $t_a \geq 5 \text{ mm}$,
- Aushärten unter gewählten Randbedingungen für $t = 28 \text{ d}$,
- Bohren der Ringnut mit einer Tiefe von $20 \text{ mm} \pm 5 \text{ mm}$ im Betonuntergrund,
- Applikation des Haftzugstempels mit gewähltem Klebstoff (s. jeweilige Versuchsreihe).

Nach ausreichender Aushärtezeit der Klebstoffe wurde die Bruchspannung aus der Bruchlast und der Fläche des Haftzugstempels mit $\varnothing = 50 \text{ mm}$ ermittelt.



1: Beton
2: Klebschicht mit max. Dicke
3: CFK-Lamelle



(a) Querschnitt und Draufsicht auf Probekörper



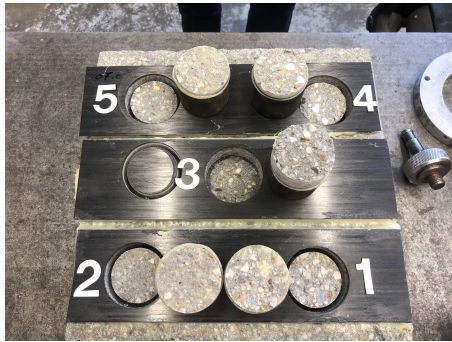
(b) Vorbereiteter Probekörper vor Applikation der Haftzugstempel

Abb. 6.8: Haftzuguntersuchungen am applizierten Verstärkungssystem

Das Versagen soll ausschließlich kohäsiv im Beton erfolgen, s. Kapitel 4. Somit kann nachgewiesen werden, dass die Bemessungsphilosophie für aufgeklebte Bewehrungselemente gültig ist und das vorhandene Formelwerk genutzt werden kann.

6.5.1 Haftzug unter Normbedingungen

Unter Normbedingung wurden die Haftzugstempel mit einem hoch reaktivem Epoxidharz-Klebstoff mit dünner Klebschichtdicke ($\approx 1 \text{ mm}$) appliziert und mit einem mobilen Haftzuggerät gezogen. Die Bruchbilder sind in Abb. 6.9 dargestellt. Es erfolgte ein 100-prozentiger Kohäsionsbruch im Beton mit einer mittleren Haftzugfestigkeit von $f_{ctm,surf} = 2,6 \text{ N/mm}^2$.



(a) Draufsicht



(b) Versagensbild im Detail

Abb. 6.9: Haftzuguntersuchungen am applizierten Verstärkungssystem

Die hier bei Normbedingungen durchgeführten Haftzugversuche sollten, zur Sicherstellung der Anwendungsgrenzen, noch bei Mindest- und Maximal-Dauer-Anwendungstemperatur durchgeführt werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird lediglich letztgenannte Prüfung durchgeführt, da bei tieferen Temperaturen keine Verschlechterung der Adhäsions- und Kohäsionskräfte der Klebung zu erwarten sind, s. Abschnitt 6.5.2.

6.5.2 Haftzug unter Temperatureinfluss $T_{\text{Dauer,max}}$

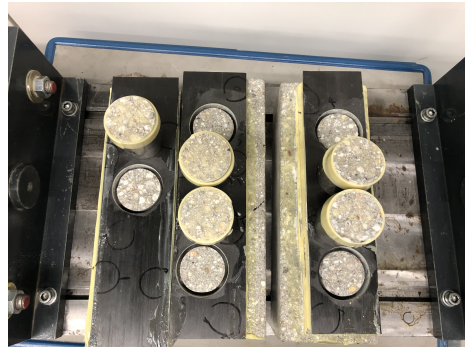
Um den Anwendungsbereich des Klebstoffes K4e auch für hohe Dauertemperaturen zu untersuchen, wurden Proben vorbereitet und für 14 d bei einer Temperatur von 60°C gelagert. Hierbei erfolgte die Applikation der Haftzugstempel mit einer Klebschichtdicke von $t_a = 5\text{ mm}$ und Klebstoff K4e. Im Anschluss erfolgte die Bestimmung der Bruchlast unter Temperatureinfluss $T_{\text{Dauer,max}}$ in einer Prüfmaschine des Typs Zwick300 samt Wärmekammer bei 60°C , s. Abb. 6.10. Es erfolgte wiederum ein 100-prozentiger Kohäsionsbruch im Beton mit einer mittleren Haftzugfestigkeit von $f_{ctm,surf} = 1,9\text{ N/mm}^2$.

6.5.3 Haftzug unter low-cycle fatigue

Zur Quantifizierung der Widerstandsfähigkeit bzw. Robustheit der Klebschicht gegen Ermüdungsbelastung wurden die unter Normbedingungen vorbereiteten Proben einer zyklischen Belastung mit einer Lastwechselzahl von 100000 LW unterzogen. Als Unter- bzw. Oberlast wurden 10 bzw. 55 Prozent der Kurzzeitfestigkeit $f_{ctm,surf}$ gewählt. Die gewählte Stichprobe versagte bei einer Last von $F = 6,0\text{ kN}$. Dies entspricht einer Kurzzeitfestigkeit von $f_{ct,surf} = 3,1\text{ N/mm}^2$. Hieraus ergaben sich die Unterlast zu $F_u = 0,6\text{ kN}$ und die Oberlast



(a) Aufbau



(b) Versagen

Abb. 6.10: Haftzuguntersuchungen am applizierten Verstärkungssystem - thermisch beaufschlagt

zu $F_o = 3,0\text{kN}$. Im Anschluss wurde die Resttragfähigkeit der Klebung bestimmt. Es erfolgte ein 100-prozentiger Kohäsionsbruch im Beton mit einer mittleren Haftzugfestigkeit von $f_{ctm,surf} = 2,9\text{N/mm}^2$, s. Abb. 6.11.

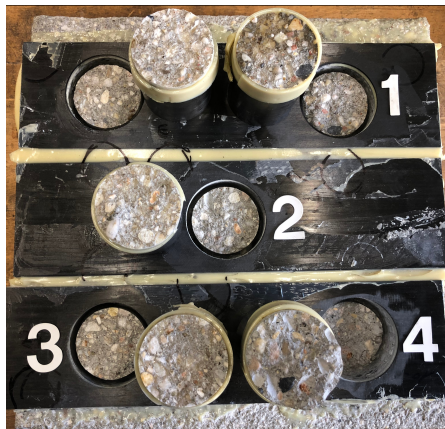


Abb. 6.11: Bruchbild - Haftzuguntersuchungen low-cycle fatigue am applizierten Verstärkungssystem

6.6 Verbunduntersuchungen - Endverankerung

Zur Untersuchung des Einflusses der Klebschichtfestigkeit, -steifigkeit, -verformungsfähigkeit und -geometrie auf das Verbundverhalten der CFK-Lamellen wurden Endverankerungsversuche durchgeführt, die in Tab. 6.7 zusammengefasst sind. Hierzu bietet sich aus den bereits aufgeführten Gründen eine Betrachtung des Verhaltens auf Einzelriss- bzw. Endverankerungsebene an. Durch die Verwendung faseroptischer Messtechnik konnten bei einem Teil der Versuche die für eine spätere Bemessung der Verstärkungsmaßnahme benötigten Parameter der VSB ermittelt werden.

Hierbei sollte bemerkt werden, dass es zum Zeitpunkt der Erstellung dieser Arbeit noch keinen standardisierten Versuchsaufbau für Endverankerungsversuche gab. Grundsätzlich muss zwischen Einzel- und Doppellaschenkörpern und hierbei noch zwischen der Zug-Zug- und Druck-Zug-Konfiguration unterschieden werden. Im Rahmen dieser Arbeit wird ein Einzellaschenkörper in der Druck-Zug-Konfiguration gewählt, da dieser in der internationalen Literatur die größte Akzeptanz besitzt und den Vorteil bietet, nur eine Seite des Betonkörpers überwachen zu müssen. Weiterhin sind bei dieser Art jegliche Fixierung der Lamelle oder Einspannungen bei fortschreitendem Versagen, wie dies bei Doppellaschenkörpern in der Zug-Zug-Kombination notwendig ist, nicht vonnöten.

Tab. 6.7: Übersicht Endverankerungsversuche mit CFK-Lamellen

Kleber	Beton	Lamelle	Breite	Dicke	Anzahl	Bezeichnung
K1e	B1	C1	80 mm	1,4 mm	4	K1e-B1-C1-1 bis K1e-B1-C1-4
K2e-I	B1	C1	80 mm	1,4 mm	4	K2e-I-B1-C1-1 bis K2e-I-B1-C1-4
K1e	B2	C1	80 mm	1,4 mm	1	K1e-B2-C1-1
K1e	B2	C2	100 mm	1,4 mm	2	K1e-B2-C2-1 und K1e-B2-C2-2
K2e-II	B2	C1	80 mm	1,4 mm	2	K2e-II-B2-C1-1 und K2e-II-B2-C1-2
K2e-II	B2	C2	100 mm	1,4 mm	3	K2e-II-B2-C2-1 bis K2e-II-B2-C1-3
K1e	B3	C1	80 mm	1,4 mm	2	K1e-B3-C1-1
K3e	B3	C1	80 mm	1,4 mm	4	K3e-B3-C1-1 und K3e-B3-C1-4
K3e	B3	C2	100 mm	1,4 mm	4	K3e-B3-C2-1 bis K2e-B3-C1-4

6.6.1 Versuchsaufbau

Die Endverankerungsversuche wurden, aus bereits erläuterten Gründen, an Einzellaschenkörpern in einer Druck-Zug Konfiguration gemäß Abb. 6.12 mit den in Tab. 6.8 aufgelisteten Abmessungen durchgeführt.

Tab. 6.8: Abmessungen Endverankerungsversuche

b_c	L_c	b_L	L_b	L_{ub1}	L_{ub2}
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
280	1150	80	1000	100	50

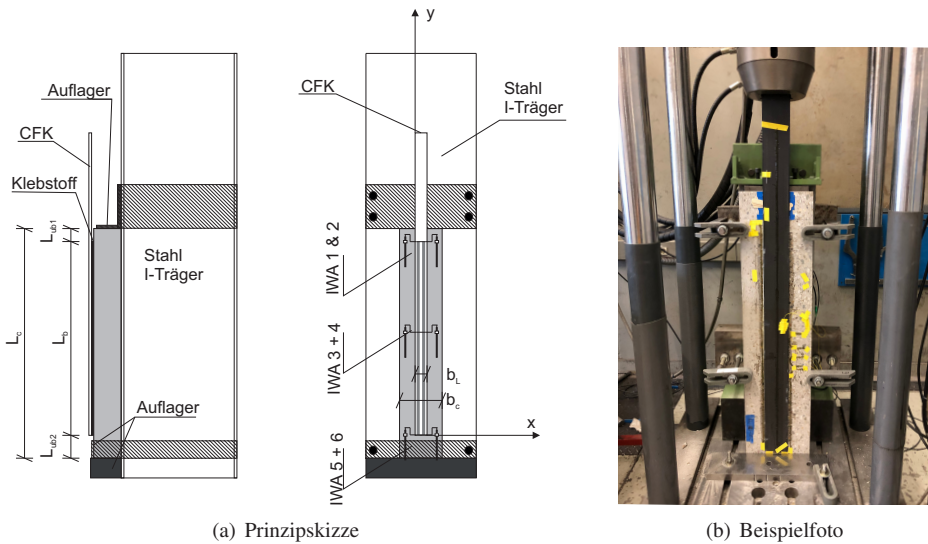


Abb. 6.12: Versuchsaufbau: Druck-Zug-Einzellaschenkörper

Die Ermittlung der Relativverschiebungen zwischen CFK-Lamelle und Betonoberfläche erfolgte entweder durch Integration der gemessenen Lamellendehnungen oder mittels IWA (IWA 1-6 in Abb. 6.12) am Beginn (lastzugewandte Seite), in der Mitte und am Ende der geklebten Länge. Abgetastet wurde jeweils mittels auf den CFK-Lamellen punktgeklebten Metallwinkeln, die auf beiden Seiten der Lamelle montiert waren, um eventuelle Verdrehungen der Lamelle durch ungleichförmige Entkopplungsvorgänge dokumentieren zu können. Die senkrechte Anordnung in der Prüfmaschine eröffnete die Möglichkeit, die Oberfläche des Körpers vollständig mit optischer Messtechnik zu überwachen (Versuchsreihen mit Beton B1 und B2). Bei den mit Beton B3 durchgeführten Experimenten erfolgte die Dehnungsermittlung in der Lamelle mittels faseroptischen Sensoren über eine Länge von 1200 mm. Eine Ermittlung der sich aus den Versuchsdaten ergebenden Parameter der VSB war lediglich für Versuche mit dem Beton B3 sinnvoll. Für die Versuchsreihen mit dem Beton B1 und B2 werden lediglich näherungsweise ermittelte Parameter der VSB für ausgewählte Versuche angegeben, da die optischen Messdaten alleine durch das Messrauschen großen Schwankungen unterlagen.

Als Klebeflächen wurden bewusst die geschalteten Seitenflächen des Körpers gewählt. Durch die relativ geringe Breite derselben (280 mm) und einer Verdichtung mittels Außenrüttler bei der Betonage konnte von einer über die komplette Breite gleich bleibenden Betonqualität ausgegangen werden. Vorbereitung der Oberflächen und Verklebung erfolgte streng nach den Vorgaben der Richtlinie [10].

Wie u. a. in [99] erläutert, hat die Klebschichtdicke gerade beim linear-elastisch ansteigenden Ast der VSB einen erheblichen Einfluss auf das Ergebnis von Verbundversuchen. Aus diesem Grund und um eine Vergleichbarkeit zwischen den Versuchen zu gewährleisten, wurde bei den Versuchen, insofern nicht abweichend erwähnt, eine konstante Klebschichtdicke von 1,6 mm durch Abstandshalter eingestellt. Um eine Bruchkeilbildung an der lastzugewandten Seite zu verhindern, wurde eine verbundfreie Vorlänge L_{ubl} von 100 mm eingeführt.

Für aufgeklebte CFK-Lamellen ist eine direkte Bestimmung der Parameter der VSB aus Endverankerungsversuchen im Gegensatz zu Verbundversuchen bei Betonstählen nicht möglich. [99] Als Grund hierfür ist das, zumindest bei den derzeit üblichen Klebstoffen, sehr steife Verbundverhalten anzuführen, das in kurzen Verankerungslängen und kleinen Bereichen konstanter Schubspannungsverteilung resultiert. Somit ist es versuchstechnisch nur schwer oder kaum umsetzbar, ausreichend kleine Verbundlängen experimentell zu untersuchen, bei denen die Schubspannungsverteilung konstant und somit eine Aussage über die lokale VSB möglich wäre. Um bei Verbundversuchen auch das entfestigende Verhalten beobachten und dokumentieren zu können, ist es wichtig, auf eine ausreichend große Verbundlänge zu achten. Diese sollte über der effektiven Verbundlänge liegen, damit an der lastzugewandten Seite der komplette Verlauf (an- und absteigender Ast) der VSB bis hin zur kompletten Entkopplung durchlaufen werden kann. Durch einen elastischen (weicheren) Klebstoff, ist eine Vergrößerung der effektiven Verbundlänge zu erwarten. Dies konnte sowohl bei numerischen als auch bei experimentellen Untersuchungen beobachtet und bewiesen werden, vgl. Kapitel 5.

6.6.2 Versuchsdurchführung

Alle Versuche wurden in einer Universalprüfmaschine mit einer maximalen Kapazität von 1000 kN weggesteuert durchgeführt. Die Zugkraft wurde mit hydraulischem Spannzeug in die Lamelle eingeleitet. Die Prüfkörper wurden mittels Wasserwaage und Lasermessgerät so ausgerichtet, dass die Zugkraft exakt in der Längsachse der Lamelle angriff. Die Belastungsgeschwindigkeit wurde je nach verwendetem Klebstofftyp so angepasst, dass ein Versagen innerhalb von zwei bis fünf Minuten eintrat.

6.6.3 Vorgehen bei der Auswertung

Da das Ziel der Experimente die Quantifizierung des Einflusses der verwendeten Klebschicht auf das Trag- und Verformungsverhalten war, ergaben sich die folgenden zu bestimmenden Parameter:

- maximale Tragfähigkeit
- Verformungsverhalten
- aktive bzw. effektive Verbundlängen (engl. STZ (*stress transfer zone*))
- Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (VSB)

Die *maximale Tragfähigkeit* kann direkt aus den Werten der Prüfmaschine bestimmt werden. Um eine Vergleichbarkeit zwischen den verschiedenen Versuchen zu ermöglichen, wird hierbei jedoch nicht auf die maximal übertragbare Spannung, sondern auf die Bruchenergie eingegangen. Hierdurch wird der Einfluss der Materialeigenschaften und der Geometrie der Lamelle sowie des Verhältnisses von Lamellen- zu Betonkörperbreite eliminiert.

Die Quantifizierung des *Verformungsverhaltens* erfolgt über die jeweiligen Dehnungs-Schlupf-Kurven.

Die Bestimmung der *aktiven bzw. effektiven Verbundlängen* kann entweder über eine (kontinuierliche) Dehnungsermittlung in der Lamelle oder über die Bestimmung des Bereiches, in dem Relativverschiebungen zwischen Lamelle und Beton vorhanden sind, erfolgen. Prinzipiell bieten sich hierzu (wie in Kap. 3.2 bereits erläutert) verschiedene Möglichkeiten an:

- (1) Dehnungsermittlung auf der Oberfläche der CFK-Lamelle mit anschließender Integration,
- (2) direkte Bestimmung der Relativverschiebungen über die optische Messtechnik.

Die Ermittlung der Dehnungen in der Lamelle kann entweder diskret an mehreren Messstellen mittels DMS oder linienartig bzw. kontinuierlich mittels faseroptischer Sensorik erfolgen. Im Rahmen dieser Arbeit kommen sowohl die optische Messtechnik, als auch faseroptische Sensoren zum Einsatz. Lediglich die letztgenannte Technik bietet ausreichend Messgenauigkeit, um quasi direkt aus den Messdaten eine VSB zu ermitteln. Um den Rechenaufwand zu verringern und eine Vergleichbarkeit zu den in [23] geschildertem Vorgehen zu ermöglichen, werden die Messdaten trotzdem geringfügig geglättet. Hierbei werden die Daten, die mit einer Ortsauflösung von 0,65 mm bei einer Datenrate von 12,5 Hz aufgezeichnet wurden, nach der Glättung für verschiedene Lastzustände (beginnende und fortschreitende Entkopplung) ausgewertet. Das Vorgehen wird im Folgenden beschrieben.

Als Zielfunktion der Lamellendehnungen in Zugrichtung über die Verbundlänge x kann nach [15, 16] Glg. 6.1 angenommen werden.

$$\varepsilon_L(x) = \varepsilon_0 \cdot \frac{\alpha}{1 + e^{\frac{x-x_0}{\beta}}} \quad (6.1)$$

Hierbei stellen α, β, x_0 und ε_0 Konstanten dar, die mittels nichtlinearer Regressionsrechnung aus den Dehnungsdaten ermittelt werden können. Durch diese Vorgehensweise kann die Streuung der Dehnungsdaten aufgrund lokaler Materialinhomogenitäten reduziert werden. Da die Lamelle am freien Ende keinerlei Zugdehnung aufweist, kann nun eine lokale VSB für verschiedene Lastzustände ermittelt werden.

Die Verbundlänge wird über die Dehnungsdaten, wie in Abschnitt 3.2.4 erläutert, gemäß [23] in drei Bereiche eingeteilt: (i) spannungsloser Bereich, (ii) aktivierte Verbundlänge *STZ* und (iii) entkoppelter Bereich. Bei der Betrachtung der Dehnungsdaten soll im Rahmen der experimentellen Untersuchungen, ebenso wie schon in Kapitel 5, für (ii) die Bezeichnung *STZ* übernommen werden. Im verbundlosen und/oder entkoppelten Bereich sind die Dehnungen konstant und können über die wirkende Zugkraft ermittelt werden. Bei steigender Zugbelastung vergrößert sich die *STZ* bis die maximal übertragbare Zugkraft in der Lamelle erreicht ist. Bei weiterer Verschiebungszunahme entkoppelt sich die Lamelle sukzessive vom Lasteinleitungsbereich her und die *STZ* wandert in Richtung des unbelasteten Lamellendes, vgl. Abschnitt 3.2.4.

Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, die den Zusammenhang aus wirkender Verbund- bzw. Schubspannung und Schlupf, also Relativverformung zwischen Lamelle und Beton am Beginn des Verbundbereiches, darstellt, kann mit Hilfe der über die Verbundlänge ermittelten Dehnungsdaten ermittelt werden. Hierzu wird die für einen Lastzustand über einen diskreten Bereich dx wirkende Verbundspannung τ_L an einem Punkt x über die Gleichung (6.2) ermittelt:

$$\tau_L(x) = E_L \cdot t_L \cdot \frac{d\varepsilon_L(x)}{dx} \quad (6.2)$$

Der entsprechende Schlupf an diesem Punkt wird durch Integration der Dehnungsdaten entsprechend Gleichung (6.3) errechnet:

$$s_L(x) = \int_0^x \varepsilon_L(x) dx \quad (6.3)$$

Die Fläche unter der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve definiert sinngemäß die Bruchenergie G_F und ist definiert durch Gleichung (6.4):

$$G_F = \int_0^{s_{L0}} \tau_L(s) ds \quad (6.4)$$

Diese Bruchenergie sollte nicht mit der aus der maximalen Zugkraft der Lamelle (Entkoppelungslast) $F_{L,max}$ analytisch ermittelten Bruchenergie $G_{F,exp}$ verglichen werden, da letztere gemäß [23] den Breitereinfluss beinhaltet, vgl. Abschnitt 3.2.6.

$$G_{F,exp} = \frac{F_{L,max}^2}{2 \cdot b_L^2 \cdot E_L \cdot t_L} \quad (6.5)$$

6.6.4 Ergebnisse - Klebstoff K1e

Bruchenergien

Alle mit dem Klebstoff K1e geklebten Lamellen versagten kohäsiv durch das Ausbrechen oberflächennaher Betonschichten, s. Abb. 6.13.

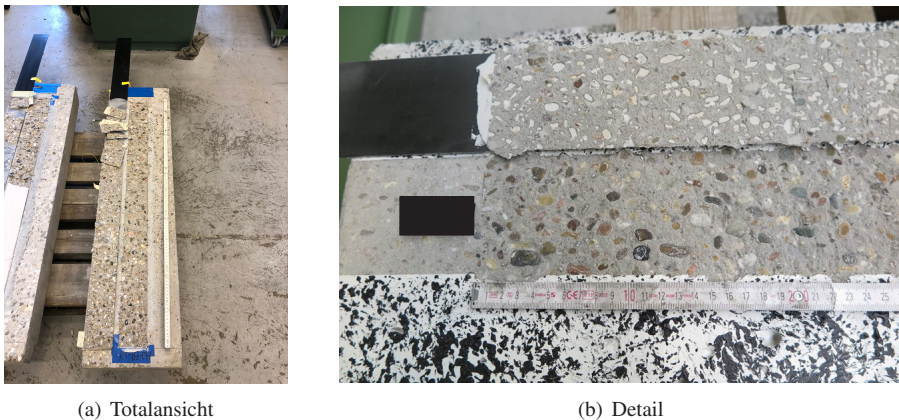


Abb. 6.13: typischer kohäsiger Versagensmechanismus aller Versuche

In Abb. 6.14 sind die im Experiment erreichten Bruchenergien $G_{F,exp}$ über die rechnerisch nach Gleichung (3.24) und Gleichung (3.26) ermittelten Bruchenergien $G_{F,calc}$ aufgetragen. Die Bruchenergien wurden hierbei mit der im gesamten Versuch maximal erreichten Zugkraft $F_{L,max}$ und Gleichung (6.5) ermittelt. Abweichend von der Versuchsreihe B1 und B2, wurden die Lamellen bei den mit dem Beton B3 durchgeführten Versuche mit einer Klebschichtdicke von $t_a = 5\text{ mm}$ appliziert. Im Mittel kann von einer guten Übereinstimmung zwischen rechnerisch und experimentell ermittelter Bruchenergie ausgegangen werden. Durch die gute Übereinstimmung mit den Werten nach [74] ist grundlegend die korrekte Durchführung des Versuches gezeigt. Allerdings wird hier schon deutlich, dass es lediglich für die Versuchsreihe B3 gelungen war, die Versuche in zufriedenstellender Qualität auszuführen. Näheres hierzu im folgenden Abschnitt.

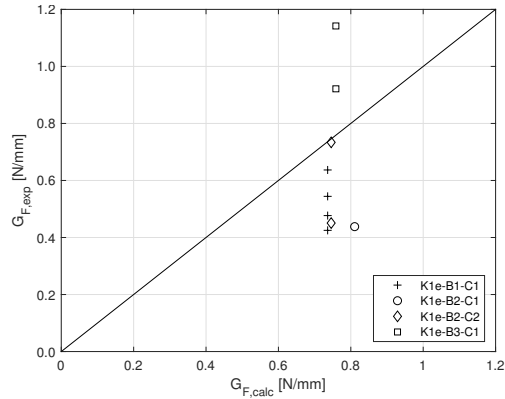
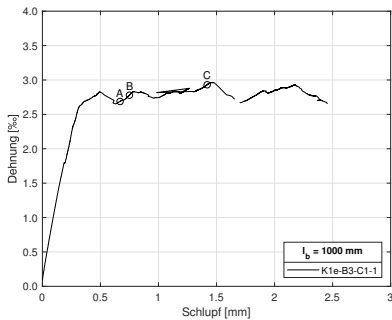


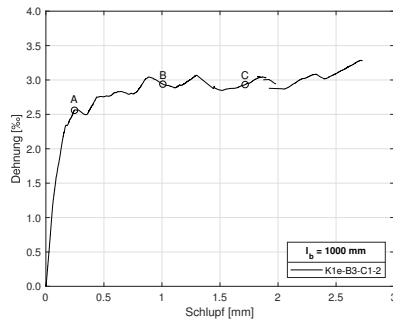
Abb. 6.14: Vergleich von rechnerisch nach [74] $G_{F,calc}$ und experimentell ermittelter Bruchenergie $G_{F,exp}$ für K1e

Verformungsverhalten

Exemplarisch sollen hier in Abb. 6.15 die Dehnungs-Schlupf-Daten der Versuche mit dem Beton B3 dargestellt werden, da es lediglich bei dieser Versuchsreihe gelungen war, den Betonkörper ausreichend zu fixieren und eine reine Schubbeanspruchung der Klebfuge zu erreichen.



(a) K1e-B3-C1-1



(b) K1e-B3-C1-2

Abb. 6.15: Dehnungs-Schlupf-Kurven – Versuchsreihe K1e-B3-C1

Weiterhin sind für diese Versuchsreihe durch die faseroptische Messtechnik Dehnungsdaten für alle Belastungsstufen vorhanden, die dann im Folgenden für die Ermittlung der VSB in Betracht gezogen werden können. Die weiteren ermittelten Dehnungs-Schlupf-Kurven sind in Anhang A.2 dargestellt. Für die Versuchsreihe B1 müssen die Versuchsdaten differenziert betrachtet werden, da bei Entkopplungsbeginn eine leichte Rotation des Betonkörpers um die

x-Achse und somit ein gerinfüßiges Abscheren der Lamelle auftrat. Zusätzlich trat eine Translationsbewegung des Betonkörpers in Richtung der Zugkraft auf. Ersterer Effekt resultiert in ungenauen Schlupfwerten, da die IWA-Werte somit eine rückläufige Tendenz aufweisen. Eine Ermittlung der Dehnungs-Schlupf-Kurve für die Betongüte B2 erwies sich als nicht zielführend, da bei diesem Versuch eine noch stärkere Rotation des Betonkörpers auftrat. Diese resultierte in einer Schälbeanspruchung der Lamelle, die zu unrealistisch kleinen Versagenslasten führte.

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Die Ermittlung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung mit den Daten aus der optischen Messtechnik bei den Versuchsreihen B1 und B2 muss aufgrund des großen Messvolumens und dem ungünstigen Verhältnis aus Dehnung und Messrauschen als ungeeignet betrachtet werden. Aus diesem Grund wird im Rahmen dieser Arbeit hierauf verzichtet.

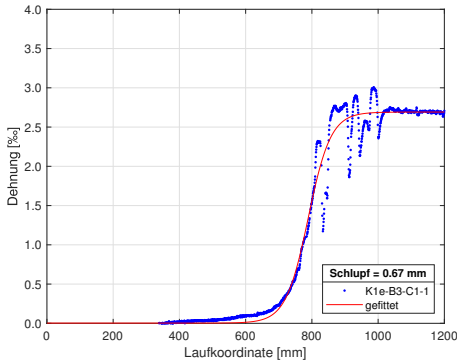
Die für die Versuchsreihe B3 bei einer konstanten Klebschichtdicke von $t_a = 5 \text{ mm}$ ermittelten Dehnungsverläufe sind samt den geglätteten Daten (links) und der sich somit ergebenden Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (rechts) für drei ausgewählte und in Abb. 6.15(a) und 6.15(b) markierte Punkte in Abb. 6.16 und 6.17 dargestellt. Die Verbundlänge befindet sich zwischen $x = 0 \text{ mm}$ und $x = 1000 \text{ mm}$, wobei sich an letzterem Punkt die last-zugewandte Seite befindet. Hierdurch ergeben sich in der freien Vorlänge von $x = 1000 \text{ mm}$ bis $x = 1200 \text{ mm}$ weitestgehend konstante Dehnungen, die sich direkt aus der aufgetragenen Zugkraft ermitteln lassen.

Deutlich zu sehen, ist die fortschreitende Entkopplung, wodurch die STZ in Richtung der lastabgewandten Seite wandert. Die im Experiment gemessene Größe der STZ ergibt sich ca. zu 200 mm bis 250 mm. Im Mittel ergibt sich für diese drei Zustände eine Bruchenergie von $G_{F,K1e} = 0,92 \text{ N/mm}$. Beachtet werden sollte allerdings, dass die hier ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Kurven lediglich für die Mittelachse der Lamelle gelten.

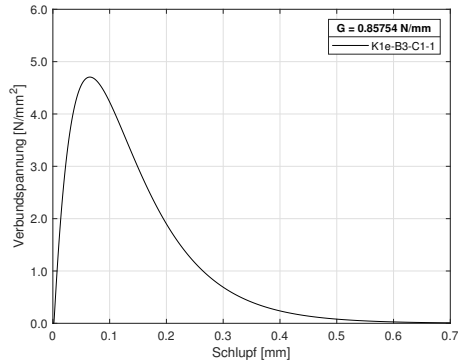
Vergleichsrechnung mit bilinearem Verbundansatz

Um die Gültigkeit der hier ermittelten Kennwerte und die Möglichkeit einer Vereinfachung zu zeigen, werden Vergleichsrechnungen, mit dem in [98] bereits vorgestellten numerischen Gleichungslöser, durchgeführt. Hierbei wird sowohl die globale Dehnungs-Schlupf-Kurve, als auch für Punkt B aus Abb. 6.15(b) der Dehnungsverlauf über die Verbundlänge verglichen.

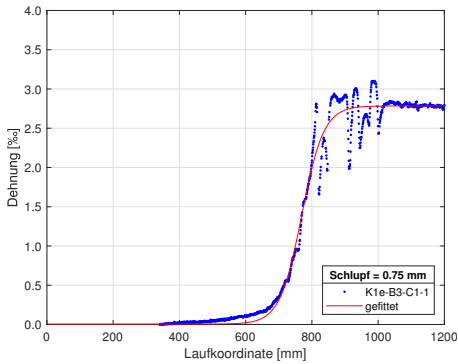
Wird bei der Auswertung ein bilinearer Ansatz als Zielfunktion gewählt, ist die in Abb. 6.18 dargestellte Näherung eine Möglichkeit. Ergänzend sind zusätzlich die sechs zuvor experimentell ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Kurven dargestellt. Der bilineare Ansatz ist mit den



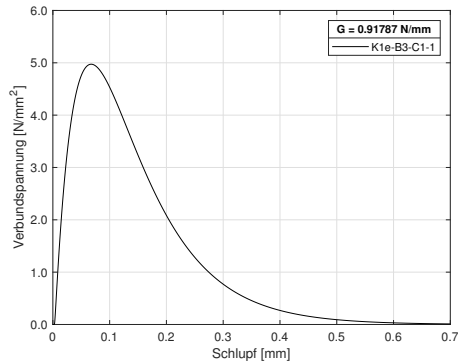
(a) ε_L für Punkt A



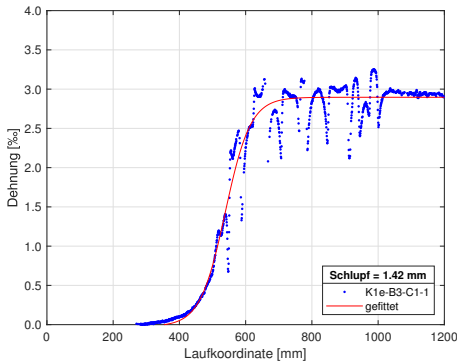
(b) VSB für Punkt A



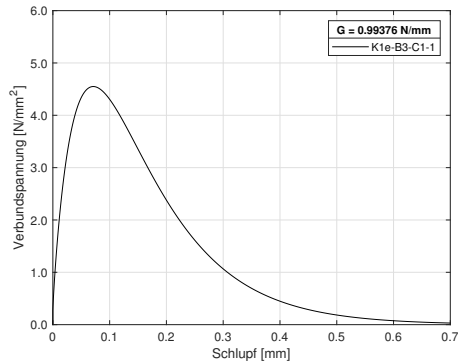
(c) ε_L für Punkt B



(d) VSB für Punkt B

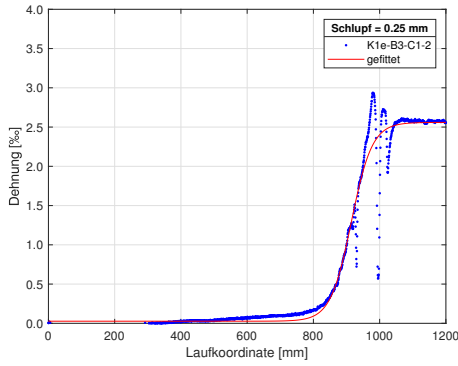
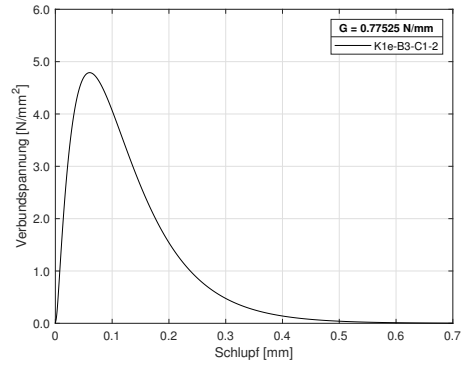


(e) ε_L für Punkt C

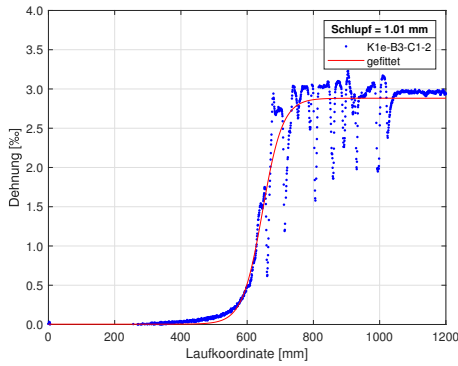
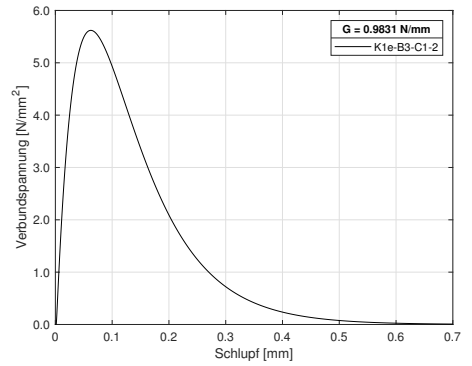


(f) ε_L für Punkt C

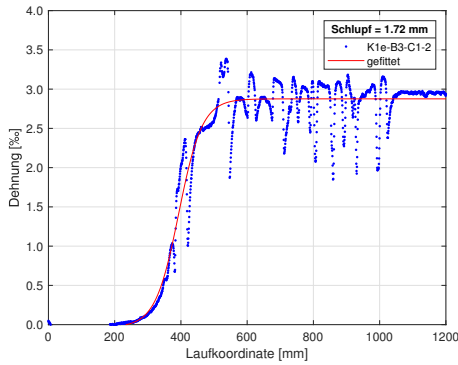
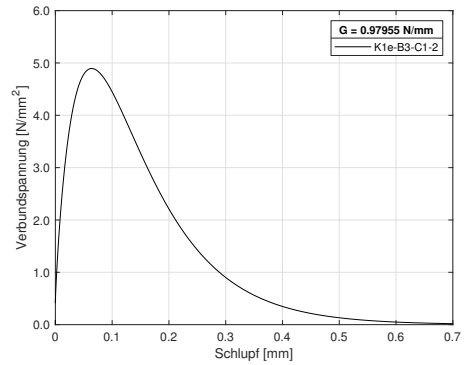
Abb. 6.16: K1e-B3-C1-1 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.15(a)

(a) ε_L für Punkt A

(b) VSB für Punkt A

(c) ε_L für Punkt B

(d) VSB für Punkt B

(e) ε_L für Punkt C

(f) VSB für Punkt C

Abb. 6.17: K1e-B3-C1-2 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.15(b)

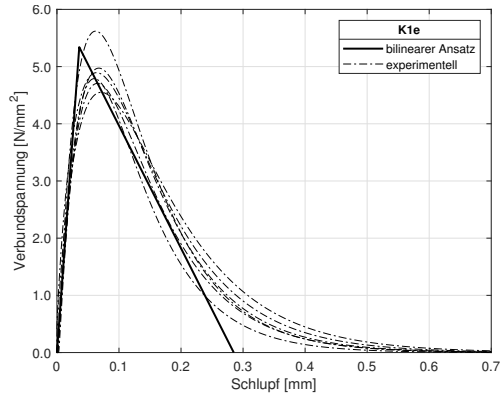


Abb. 6.18: Vergleich von experimentell ermittelten VSB und bilinearem Ansatz für K1e

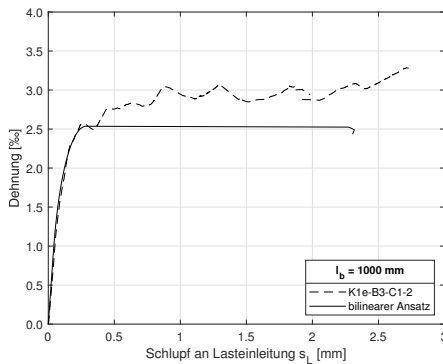
Kennwerten von [74] durch:

$$\begin{aligned}\tau_{L1} &= 1,8 \cdot f_{ct} \cdot k_b = 1,8 \cdot 2,34 \cdot 1,2669 = 5,34 \text{ N/mm}^2 \\ s_{L1} &= 2,5 \cdot \tau_{L1} \cdot \frac{d_{RVE}}{E_c} = 2,5 \cdot 5,34 \cdot \frac{90}{30500} = 0,039 \text{ mm} \\ G_F &= C_b \cdot f_{ct} \cdot k_b^2 = 0,202 \cdot 2,34 \cdot 1,2669^2 = 0,76 \text{ N/mm} \\ s_{L0} &= 2 \cdot \frac{G_F}{\tau_{L1}} = 2 \cdot \frac{0,76}{5,34} = 0,285 \text{ mm}\end{aligned}$$

definiert, wobei hier für f_{ct} die Oberflächenzugfestigkeit $f_{ctm,surf}$ gewählt wird. Im Gegensatz zu [74] konnte [75] bezüglich des Schubspannungsmaximums τ_{L1} keine Abhängigkeit von Textil-/Lamellenbreite zur Betonbreite erkennen. Auf eine genauere Untersuchung wird im Rahmen dieser Arbeit aufgrund der geringen Datenbasis verzichtet.

Die Ergebnisse sind in Abb. 6.19 dargestellt. Ergänzende Betrachtungen sind in [82] enthalten.

Bei der Betrachtung der Dehnungs-Schlupf-Kurven und der Dehnungsverteilung über die Verbundlänge fällt auf, wie gut der Ansatz in der Lage ist, sowohl das globale Verhalten ($\Delta \epsilon_{L,max} = 17$ Prozent), als auch die lokal wirkenden Schubspannungen und die Ausbildung der aktivierten Verbundlänge darzustellen. Der bilineare Ansatz mit den gewählten Kennwerten ist also in der Lage, das tatsächliche Verhalten in guter Näherung abzubilden. Diese Betrachtung deckt sich mit der bekannten Literatur, u. a. [74, 75, 23, 89].



(a) Dehnungs-Schlupf-Verlauf

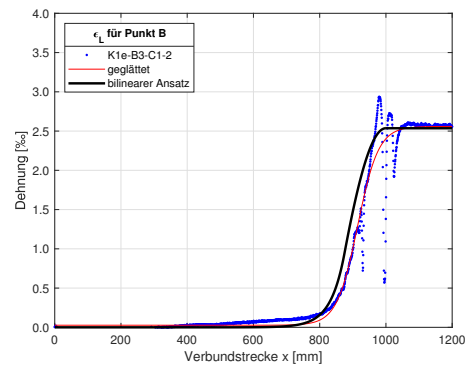
(b) Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x

Abb. 6.19: Vergleich der Versuchskurven mit numerischer Lösung (bilinearem Ansatz) für Punkt A aus Abb. 6.17(a)

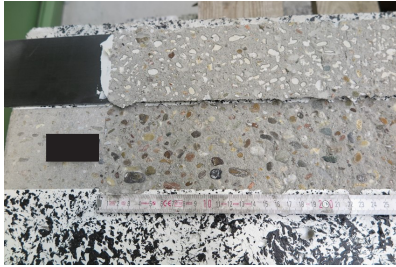
6.6.5 Ergebnisse - Klebstoff K2e

Um den Einfluss hoch bzw. sehr elastischer Klebstoffe auf das Verbundverhalten untersuchen zu können, wurde der Klebstoff K2e (Typ I und II) ebenfalls im Rahmen der Endverankerungsversuche in der Versuchsreihe auf B1 und B2 untersucht.

Im Folgenden soll allerdings nur grundsätzlich auf die erreichten Entkopplungslasten bzw. Bruchenergie eingegangen werden, da sich durch Vergleichsrechnungen, wie erwartet, herausstellte, dass eine Kombination aus Lamelle und Klebschicht, die aus dem Klebstoff K2e gebildet ist, für eine baupraktische Anwendung im Bereich der statischen Verstärkung von Stahlbetonbauwerken ein deutlich zu weiches Verbundverhalten aufwies. Hierdurch spricht die Lamelle bei Belastung eines Biegeträgers und sich hieraus ergebender Rissbildung nicht stark genug an – sie entzieht sich quasi der Last im unteren bzw. unter der Dauerlast vorherrschendem Lastniveau. Betrachtet man solch einen verstärkten Träger nun auf Querschnittsebene, stellt sich kein ebener Dehnungszustand mehr ein, vielmehr bleiben die Dehnungen der Lamelle hinter denen des Betonstahls. Somit kann also von keiner effektiven Verstärkungsmaßnahme, die über alle Belastungsbereiche wirksam ist, gesprochen werden. Der Vorteil solch sehr elastischer Klebschichten liegt vor allem in der Steigerung der maximalen Tragfähigkeit und/oder auch bei Erdbebenbeanspruchungen, da durch die vorhandene Plastizität der Klebschicht eine Steigerung der Duktilität des Bauteils im gewünschten Verformungsbereich möglich wird. Hierbei treten jedoch sehr große (irreversible) Verformungen auf, die im Gebrauchszustand nicht akzeptabel sind. Da solch eine Verstärkungsmaßnahme also nicht den Fokus der Arbeit darstellt, wird K2e im Folgenden nur grundlegend charakterisiert. Weitere Bemerkungen und Ergänzungen sind in [82] enthalten.

Bruchenergien

Alle mit dem Klebstoff K2e geklebten Lamellen versagten kohäsiv durch das Ausbrechen oberflächennaher Betonschichten, s. Abb. 6.20. Bemerkenswert ist die im Vergleich zu K1e gesteigerte Ausbruchtiefe bei den mit K2e-I applizierten Lamellen.



(a) Detail K1e



(b) Detail K2e-I

Abb. 6.20: typischer kohäsiver Versagensmechanismus – Vergleich K1e und K2e-I

In Abb. 6.21 sind wiederum die im Experiment erreichten Bruchenergien aufgetragen. Die Bestimmung erfolgte analog zu Abschnitt 6.6.4.

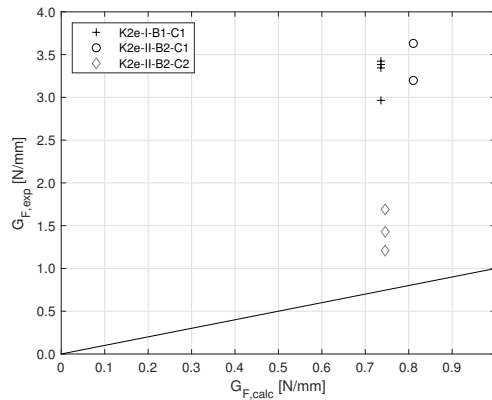


Abb. 6.21: Vergleich von rechnerisch nach [74] und experimentell ermittelter Bruchenergie für K2e

Die gegenüber K1e um Faktor vier bis fünf gesteigerte Bruchenergie ist ersichtlich. Ursächlich hierfür ist die durch das elastische Kleben erreichte Vergrößerung der aktivierten Verbundlänge (bzw. -fläche). Die Ergebnisse der Versuchsreihe K2e-II-B2-C2 sind ausgegraut, da es aufgrund der rauen Lamellenoberfläche trotz GFK-Aufleimer nicht gelang, die Lamelle ausreichend im hydraulischen Spannzeug zu fixieren. Als Folge hiervon rutschte diese bei Zuglasten von 75 kN bis 90 kN, sodass eine Bestimmung der maximalen Bruchlast nicht möglich war.

Verformungsverhalten

In Abb. 6.22 sind für zwei ausgewählte Versuche der Versuchsreihe B1 die Dehnungs-Schlupf-Kurven dargestellt. Die Ermittlung war nur möglich, da für diese Versuche aufgrund der großen Relativverformungen eine hinreichend genaue Auswertung der optischen Messtechnik realisiert werden konnte. Die Messdaten der induktiven Wegaufnehmer waren aus den bereits erläuterten Gründen ungeeignet. Für die restlichen Versuche dieser Reihe sei auf Anhang A.2 verwiesen, während für die Versuchsreihe B2 auf eine Darstellung aus den bereits genannten Gründen verzichtet wird.

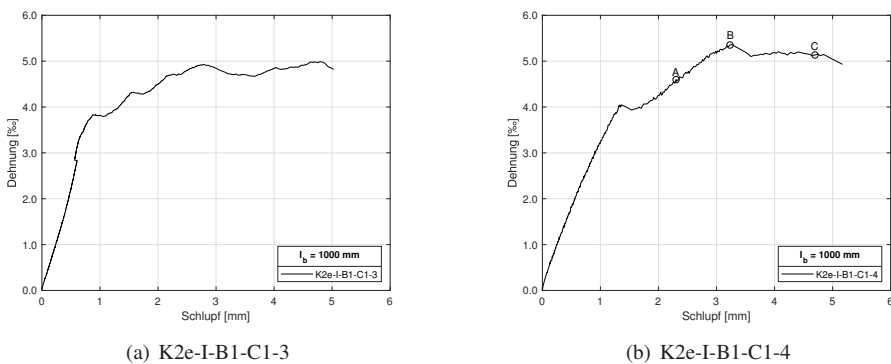


Abb. 6.22: Dehnungs-Schlupf-Kurven – Versuchsreihe K2e-I-B1-C1

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Im Folgenden sollen exemplarisch die Ergebnisse der Auswertung des Versuches K2e-B1-C1-4 dargestellt werden, s. Abb. 6.23. Grundsätzlich erwies sich die Ermittlung der Dehnungsverläufe über die Verbundlänge bei diesem Messvolumen als äußerst schwierig. Obwohl im Vergleich zu K1e die Dehnungswerte im Betrag deutlich gesteigert und der Gradient über die Verbundlänge reduziert wurde, verfälschte das Messrauschen des Messsystems die Daten derart, dass von keiner genauen Auswertung mehr gesprochen werden kann. Nichtsdestotrotz soll hier die Vergrößerung der aktivierten Verbundlänge und die Reduktion der wirksamen Schubspannungen demonstriert werden.

Die effektive Verbundlänge konnte im Versuch nicht exakt bestimmt werden, da die optische Messtechnik aufgrund starken Messrauschens keine zufriedenstellenden Ergebnisse lieferte. Die aktivierte Verbundlänge war definitiv größer als 700 mm, wobei nicht auszuschließen ist, dass die effektive Verbundlänge sogar die geklebte Länge überstieg. Weiterhin traten die bei der

Versuchsreihe B1 schon im vorigen Kapitel erläuterten Probleme auf, wodurch weder die maximale Systemtragfähigkeit noch die Last-Verformungskurven reproduzierbar zu bestimmen waren. Bei unzureichender Verankerungslänge ergibt sich auch das bereits erwähnte Problem, dass die Schlupfdaten durch die Dehnung der Lamelle zusätzlich beaufschlagt werden. Eine belastbare Ermittlung von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen erschienen dem Autor somit nicht sinnvoll, soll hier aber aus Demonstrationszwecken grundlegend erfolgen.

In Abb. 6.23 ist wiederum auf der linken Seite für die drei in Abb. 6.22(b) markierten Zeitpunkte die gemessene und gefittete Schubspannungsverteilung dargestellt.

Die deutlich gesteigerten Werte der Relativverschiebungen bzw. des Schlupfes sind offensichtlich. Durch die ausgeprägte Elastizität der Klebschicht ergab sich die deutlich reduzierte maximale Verbundspannung. Schon bei niedrigen Lastniveaus traten allerdings Relativverformungen zwischen Lamelle und Beton am Ende der Verbundlänge auf. Dies unterstützt die These, dass die effektive Verbundlänge vermutlich größer als die verklebte Länge war und somit keine belastbare Charakterisierung des Verbundverhaltens möglich ist.

Vergleicht man die Bruchenergie G_F , die sich aus der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ergibt, mit der in Abschnitt 6.6.5 ermittelten, kann eine gute Übereinstimmung festgestellt werden. Ein Einfluss des Verhältnisses von Lamellen- zu Betonbreite konnte im Rahmen dieser Versuchsreihe somit nicht mehr festgestellt werden. Diese Beobachtungen sind deckungsgleich zu den von [97]. Aufgrund der geringen Datenbasis soll aber auf eine tiefergehende Diskussion verzichtet werden.

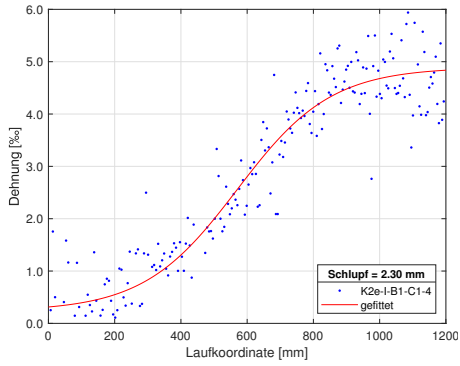
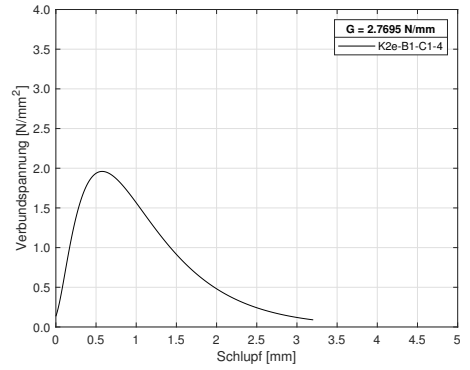
Vergleichsrechnung mit bilinearem Verbundansatz

Analog zu Abschnitt 6.6.4 sind im Folgenden die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen mit bilinearem Verbundansatz mit den in Abb. 6.24 abgebildetem bilinearen Ansatz dargestellt. Auch hier ist die gute Übereinstimmung der Vergleichsrechnung mit den experimentell ermittelten Daten offensichtlich.

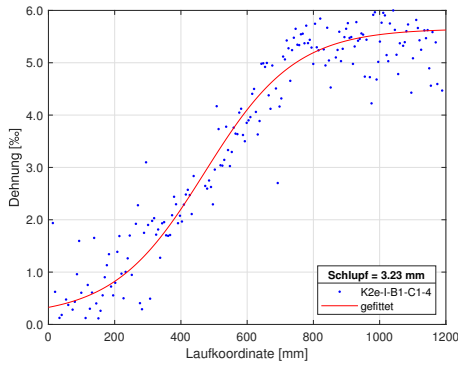
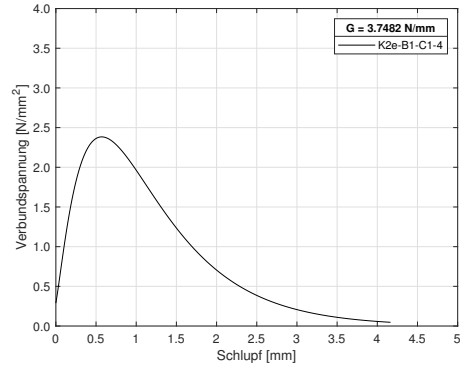
6.6.6 Ergebnisse - Klebstoff K3e

Bei dieser Versuchsreihe wurde gezielt der Einfluss der Klebschichtdicke untersucht. Die eingestellten Klebschichtdicken sind in Tab. 6.9 aufgeführt.

Nach der Durchführung und Auswertung der Experimente wurde deutlich, dass der Klebstoff vor Testbeginn nicht wie erwartet aushärtete. Zum einen entwickelte er lediglich 50 Prozent seiner Zugfestigkeit ($\approx 8 \text{ N/mm}^2$) und 90 Prozent seines Elastizitätsmoduls ($\approx 160 \text{ N/mm}^2$), zum anderen konnte nach dem Versagen beobachtet werden, dass sich im Aushärtungsprozess eine leichte Blasen- und Schlierenbildung innerhalb der Klebschicht einstellte, s. Abb. 6.26.

(a) ε_L für Punkt A

(b) VSB für Punkt A

(c) ε_L für Punkt B

(d) VSB für Punkt B

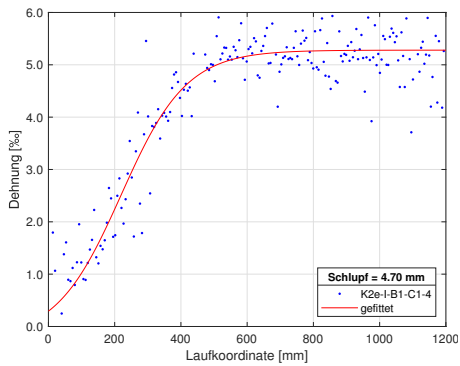
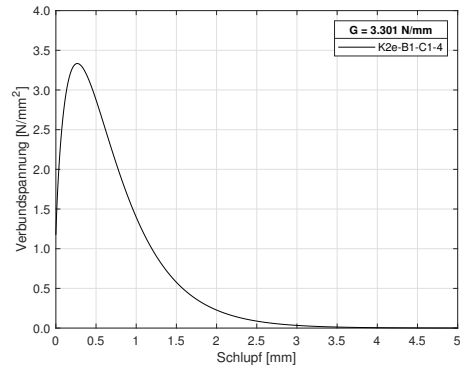
(e) ε_L für Punkt C(f) ε_L für Punkt C

Abb. 6.23: K2e-B1-C1-4 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.22(b)

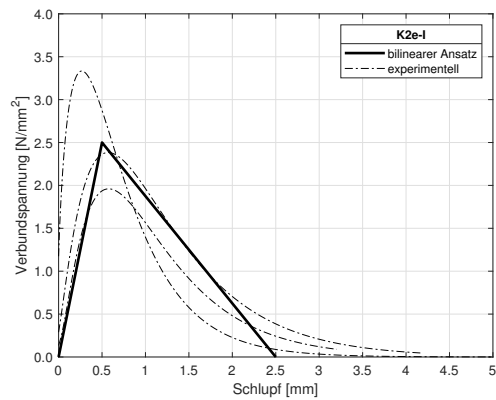
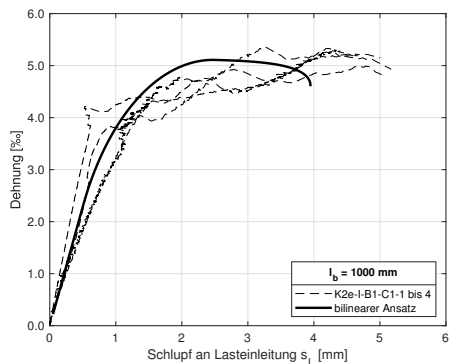
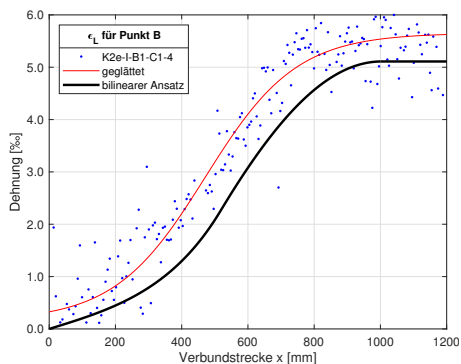


Abb. 6.24: Vergleich von experimentell ermittelten VSB und bilinearem Ansatz für K2e



(a) Dehnungs-Schlupf-Verlauf



(b) Dehnungsverlauf ϵ_L über die Verbundlänge x

Abb. 6.25: Vergleich der Versuchskurven mit numerischer Lösung (bilinearer Ansatz) für Punkt B aus Abb. 6.22(b)

Tab. 6.9: Vergleich der eingestellten Klebschichtdicken

K3e-B3-C1		K3e-B3-C2	
Nr.	t_a	Nr.	t_a
1	5,0 mm	1	2,0 mm
2	5,0 mm	2	5,0 mm
3	2,0 mm	3	5,0 mm
4	2,0 mm	4	2,0 mm

Dieser Effekt ist auf die durch den Mischvorgang eingetragenen Lufteinschlüsse sowie die durch den Handmischvorgang teilweise unzureichende Durchmischung zurück zu führen.



Abb. 6.26: Blasen- und Schlierenbildung durch Lufteinschlüsse eingetragen durch händischen Mischvorgang

Die Proben versagten aufgrund des oben beschriebenen Sachverhaltes nicht nur durch Kohäsionsversagen im Betonuntergrund, s. Abb. 6.27. Bereichsweise ergab sich ein Kohäsionsversagen im Klebstoff, wobei sich die Grenzfläche meist nah an der Verbundfläche Klebstoff-Beton befand und ein dünner Klebschichtfilm auf dem Beton zurückblieb. In Bereichen mit starker Schlierenbildung trat auch ein Adhäsionsversagen zwischen Klebschicht und Lamelle ein.

Der adhäsive Versagensmodus wird nicht weiter beachtet, da bei der Auswertung der Versuche deutlich wird, dass die maximal erreichten Schubspannungen nur um ca. 20 Prozent unter denen von K1e liegen, welche die Obergrenze der Zug- bzw. Scherfestigkeiten des Betonuntergrundes definieren. Zusätzlich war die Ausbruchtiefe des Betons teilweise um das fünffache größer als bei K1e, was auf eine verbesserte Durchdringung des Betons hindeutet. Bei vollständiger Aushärtung und der Vermeidung von Lufteinschlüssen kann von einem 100-prozentigen Kohäsionsversagen im Beton ausgegangen werden. Dieser Sachverhalt kann bei der Betrachtung von im Forschungsprojekt durchgeführten Endverankerungsversuchen an Stahllaschen bewiesen werden, bei denen der Klebstoff K3e zu einer dauerhaften Klebschicht aushärtete, s. Abb. 6.28. Die grundsätzliche Anwendbarkeit elastischer Klebschichten kann somit angenommen werden und wurde im Rahmen der Haftzugtests bereits nachgewiesen.

Bruchenergien

In Abb. 6.29 sind die im Experiment erreichten Bruchenergien über die rechnerisch nach [102] ermittelten aufgetragen. Die Ermittlung erfolgte analog zu Abschnitt 6.6.4.

Auffällig ist die deutlich gesteigerte Bruchenergie, welche die rechnerisch ermittelte weit übersteigt. Dieser Effekt ist auf die beim elastischeren Klebstoff K3e im Vergleich zu K1e deutliche vergrößerte aktivierte Verbundlänge (bzw. -fläche) zurückzuführen. Die Proben mit geringerer



(a) K3e-B3-C1-1



(b) K3e-B3-C1-3

Abb. 6.27: Bruchbilder Endverankerungsversuche Versuchsreihe K3e



(a) Ansicht



(b) Detail

Abb. 6.28: Detail Betonoberfläche Bruch ergänzende Versuchsreihe Stahllaschen

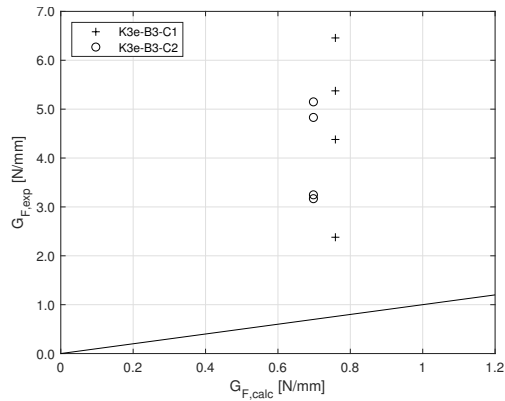


Abb. 6.29: Vergleich von rechnerisch nach [102] und experimentell ermittelter Bruchenergie für K3e

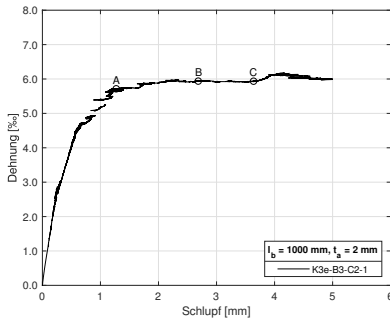
Klebschichtdicke versagten generell bei geringeren Lasten. Hierauf wird in den folgenden Abschnitten eingegangen.

Verformungsverhalten

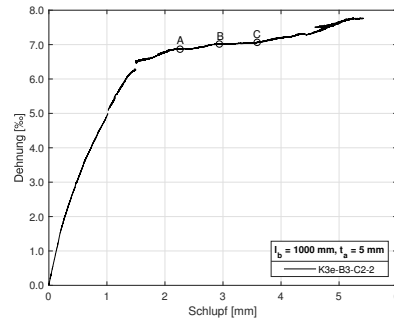
Das Ziel der hier vorgestellten Versuchsreihe ist die Ermittlung des Einflusses der Klebschichtfestigkeiten und -geometrie auf das Verformungs- und Verbundverhalten. Aus den in Abschnitt 2.4.5 und Abschnitt 4.4 dargestellten Grundlagen kann von einem gesteigerten elastischen und plastischen Verbundverhalten bei zunehmender Klebschichtdicke ausgegangen werden. Dies resultiert in höheren Entkopplungslasten.

Die ermittelten Dehnungs-Schlupf-Kurven sind auszugsweise in Abb. 6.30 dargestellt. Die verwendeten Klebschichtdicken sind in der Legende notiert. Bei Versuch K3e-B3-C1-1 wurde die Auswertung durch einen fehlerhaften faseroptischen Sensor ungenau. Bezüglich K3e-B3-C1-4 muss erwähnt werden, dass durch ungenaues Verkleben keine ordnungsgemäße Versuchsdurchführung ermöglicht wurde. Dies resultierte in einer stark reduzierten Bruchlast. Somit war eine Auswertung nicht zielführend. Für die Versuche K3e-B3-C1-1, K3e-B3-C1-2, K3e-B3-C1-3, K3e-B3-C2-3 und K3e-B3-C2-4 soll auf Anhang A.2 verwiesen werden.

Die bereits im vorherigen Abschnitt erwähnte Steigerung der Bruchenergie resultiert in deutlich gesteigerten Entkopplungslasten bei ausgeweitetem elastischen Verhalten. Bis zu einem Schlupf von ca. 0,3 mm kann bei allen Proben von einem weitgehend elastischen Verhalten gesprochen werden, da sich erst ab hier eine Krümmung der Kurve bis zum Erreichen des Dehnungsplateaus einstellt. Hierbei ist eine Zugdehnung von $\varepsilon_L \geq 1.8$ Promille wirksam, was mehr als 50 Prozent der Bruchlast bei K1e entspricht. Die für die Ermittlung der lokalen



(a) K3e-B3-C2-1



(b) K3e-B3-C2-2

Abb. 6.30: Dehnungs-Schlupf-Kurven – Versuchsreihe K3e-B3-C2

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung verwendeten Zeitpunkte sind jeweils mit A, B und C markiert.

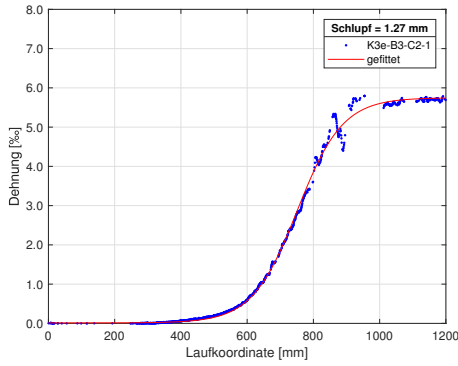
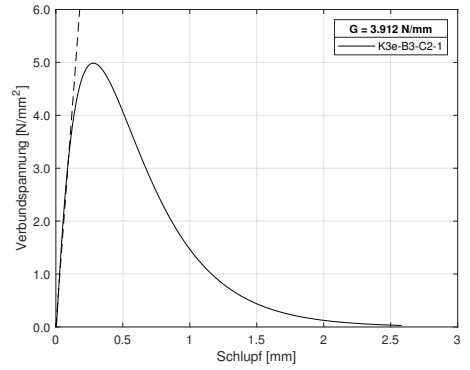
Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung

Die im Versuch ermittelten Dehnungsverläufe (Messung und geglättet - links) und die sich daraus ergebenden Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (rechts) sind für die in Abb. 6.30 markierten Punkte A, B, C in Abb. 6.31 und 6.32 dargestellt. Die Verbundlänge liegt auch hier wiederum zwischen $x = 0\text{ mm}$ und $x = 1000\text{ mm}$, wobei sich an letzterem Punkt die lastzugewandte Seite befindet. Der im Torsionsschwingversuch ermittelte rein linear-elastische Spannungs-Verformungsast ist durch eine gestrichelte Linie angedeutet.

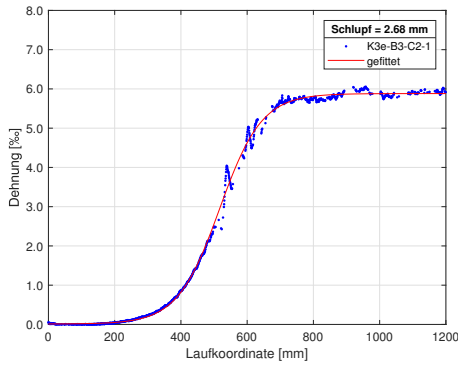
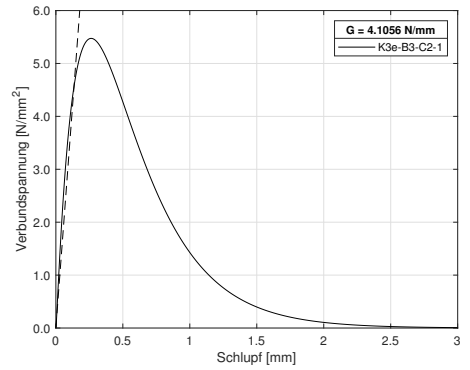
Der Entkopplungsvorgang der Lamelle ist auch hier ersichtlich, allerdings nicht in dem Ausmaß wie in Abschnitt 6.6.4. Die STZ kann hier je nach Klebschichtdicke mit einer Ausdehnung von 400 mm bis 700 mm definiert werden. Bis zu einer Beanspruchung von ca. 50 Prozent der maximalen Verbundspannung τ_{L1} kann von einem weitestgehend linear-elastischen Verbundverhalten gesprochen werden.

In Tab. 6.10 sind für jeden Versuch die aus der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung ermittelten Bruchenergien $G_{F,\tau-\Delta}$ denen aus Abb. 6.29 gegenübergestellt. Der Quotient aus G_F und $G_{F,\tau-\Delta}$ ist mit λ_G bezeichnet.

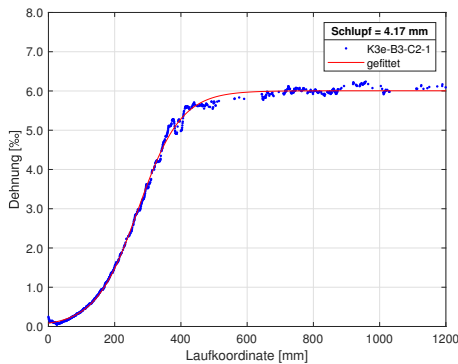
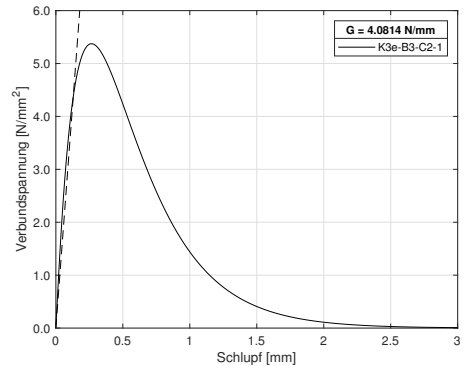
Auffällig ist hierbei die für dicke Klebschichten von $t_a = 5\text{ mm}$ gute Übereinstimmung ($\lambda_G = 1$) der beiden Werte. Dies spricht für die These, dass für dicke, elastische Klebschichten der Breiteinfluss abnimmt bzw. zunehmend egalisiert wird und eine Ermittlung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung im mittleren Bereich der Lamelle, bei ausreichender Lamellenbreite, als

(a) ε_L für Punkt A

(b) VSB für Punkt A

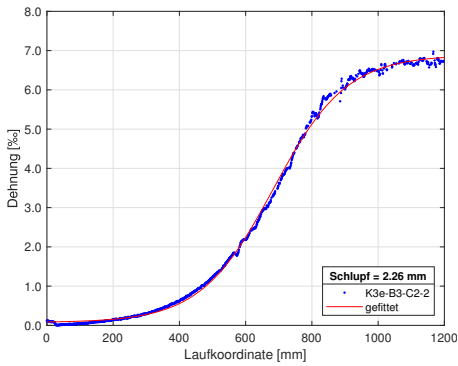
(c) ε_L für Punkt B

(d) VSB für Punkt B

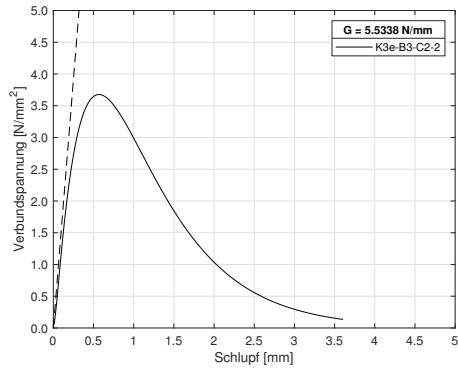
(e) ε_L für Punkt C

(f) VSB für Punkt C

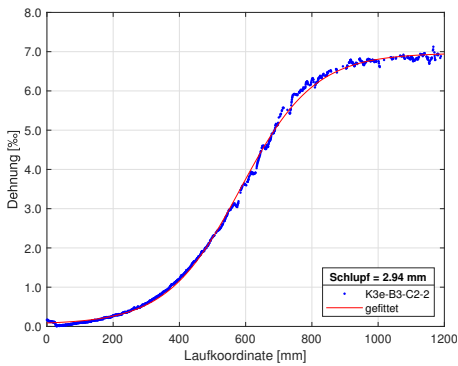
Abb. 6.31: K3e-B3-C2-1 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.30(a)



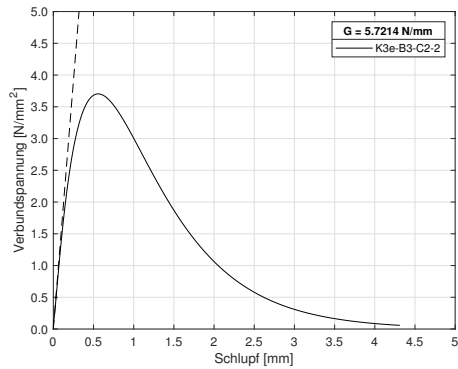
(a) ε_L für Punkt A



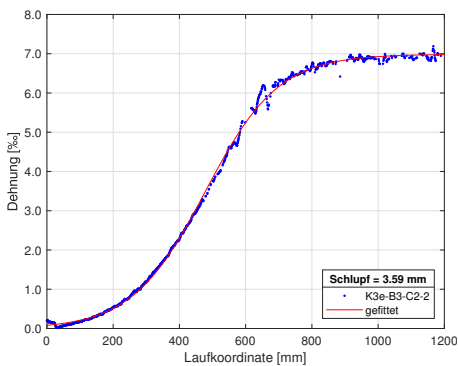
(b) VSB für Punkt A



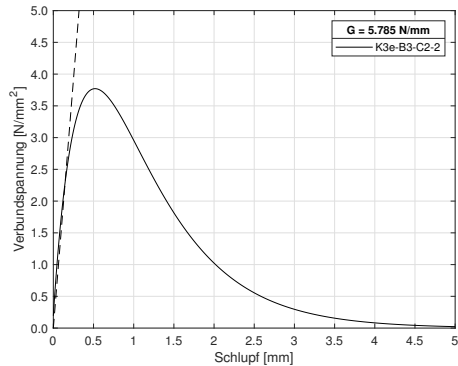
(c) ε_L für Punkt B



(d) VSB für Punkt B



(e) ε_L für Punkt C



(f) VSB für Punkt C

Abb. 6.32: K3e-B3-C2-2 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.30(b)

Tab. 6.10: Vergleich der Bruchenergien

K3e-B3-C1					K3e-B3-C2				
Nr.	t_a	G_F	$G_{F,\tau-\Delta}$	λ_G	Nr.	t_a	G_F	$G_{F,\tau-\Delta}$	λ_G
1	5,0 mm	6.46	7.00	0.92	1	2,0 mm	3.24	4.00	0,81
2	5,0 mm	5.37	5.86	0.92	2	5,0 mm	5.14	5.68	0,90
3	2,0 mm	4.38	4.23	1.04	3	5,0 mm	4.83	5.38	0.90
4	2,0 mm	2.38	-	-	4	2,0 mm	3.16	4.29	0.74

sinnvoll zu erachten ist. Aufgrund der geringen Datenbasis kann hier aber kein abschließendes Urteil gefällt werden.

Vergleichsrechnung mit bilinearem Ansatz

Eine Zusammenstellung aller ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen ist für die zwei untersuchten Klebschichtdicken in Abb. 6.33 dargestellt. Zusätzlich eingetragen ist die Annäherung über den bilinearen Verbundansatz, dessen Kennwerte in Tab. 6.11 tabellarisch für die zwei untersuchten Klebschichten aufgeführt sind.

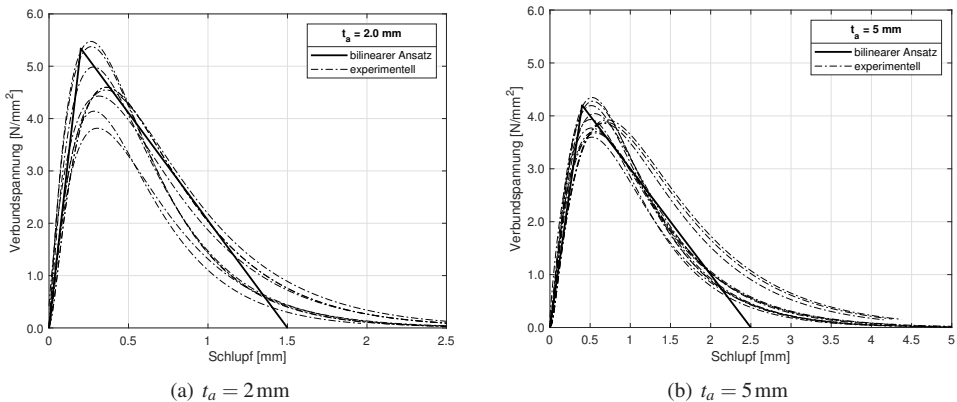


Abb. 6.33: Vergleich von experimentell ermittelten VSB und bilinearem Ansatz für K3e je nach Klebschichtdicke

Die Ermittlung von s_{L1} erfolgte über Gleichung (3.22), wobei sich für die dicke Klebung mit $t_a = 5 \text{ mm}$ die maximal wirksame Verbundspannung von $5,34 \text{ N/mm}^2$ auf $4,20 \text{ N/mm}^2$ reduziert. Dieser Effekt ist, aufgrund der nicht vollständigen Aushärtung der Klebschicht und dem hieraus folgenden Kohäsionsversagen in der Klebschicht, nur bedingt auf die dickere Klebschicht zurückzuführen. Nichtsdestotrotz verringert sich durch eine Erhöhung der Dicke

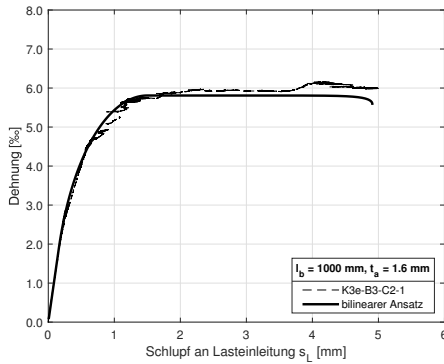
Tab. 6.11: Vergleich Kennwerte der bilinearen Ansätze

$t_a = 2\text{ mm}$				$t_a = 5\text{ mm}$			
τ_{L1}	s_{L1}	s_{L0}	G_F	τ_{L1}	s_{L1}	s_{L0}	G_F
[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[N/mm]	[N/mm ²]	[mm]	[mm]	[N/mm]
5,34	0,20	1,5	4,01	4,20	0,40	2,5	5,25

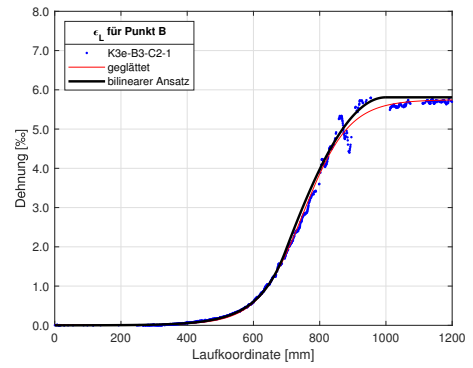
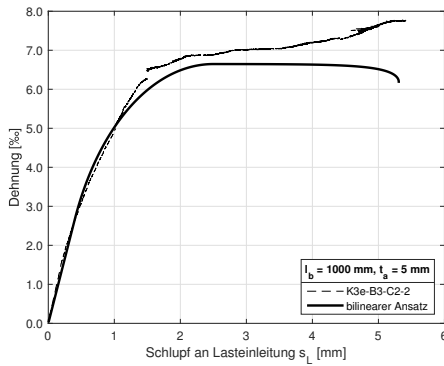
die Hinderung an einer Querkontraktion der Klebschicht. Weiterhin erhöht sich das durch die Exzentrizität auftretende Biegemoment, wobei dieser Effekt bei langen Verbundlängen eine untergeordnete Rolle spielt. Darüber hinaus treten bei dickeren Klebschichten auch Schwindungsspannungen und Inhomogenitäten in vermehrtem Maße auf. Generell nehmen die aufnehmbaren Spannungen bei kurzen Verbundlängen mit steigender Klebschichtdicke ab. [48] Da sich hieraus aber auch eine flächenmäßig größere aktivierte Verbundlänge ergibt, kehrt sich der Effekt wiederum um und die aufnehmbaren Lasten der Klebung vergrößern sich. Eine abschließende Beurteilung dieses Sachverhaltes kann hier nicht erfolgen. Die Bestimmung der klebschichtspezifischen Eckwerte des bilinearen Ansatzes erfolgt im folgenden Abschnitt. Eine Vergleichsrechnung mit den oben aufgeführten Kennwerten des bilinearen Verbundansatzes, analog zu Abschnitt 6.6.4, ergibt die in Abb. 6.34 dargestellten Ergebnisse. Offensichtlich ist der bilineare Ansatz mit den oben genannten Eckwerten in der Lage, die Versuche hinsichtlich Verformungen bzw. Steifigkeiten, als auch die Bruchlasten abzubilden.

Kennwerte des bilinearen Ansatzes

Die gute Übereinstimmung der experimentell bestimmten Dehnungs- und Schubspannungsverläufe mit dem bilinearen Ansatz konnte im vorherigen Abschnitt gezeigt werden. Die hierdurch erlangten Kenntnisse zur Bestimmung der notwendigen Kennwerte des bilinearen Ansatzes in Abhängigkeit der Klebschichtfestigkeit und -geometrie sollen hier nun kurz zusammengefasst werden. Diese sind aufgrund der geringen Datenbasis bewusst konservativ gewählt. Nach Meinung des Autors kann die Ermittlung der maximalen Verbundspannung τ_{L1} auf Grundlage der konservativen Untergrenze nach Gleichung (3.21) erfolgen. Bei der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Klebschicht kann der Breiteneinfluss unberücksichtigt bleiben. Der elastische Grenzschlupf s_{L1} wird dann unter Berücksichtigung der Klebschichtdicke t_a und dem Schubmodul der Klebschicht G_a in Abhängigkeit von τ_{L1} ermittelt. Je nach Verformbarkeit der Klebschicht vergrößert sich der Entkopplungsschlupf s_{L0} . Dies wird über den



(a) Dehnungs-Schlupf-Verauf


 (b) Dehnungsverlauf ϵ_L über die Verbundlänge x


(c) Dehnungs-Schlupf-Verauf

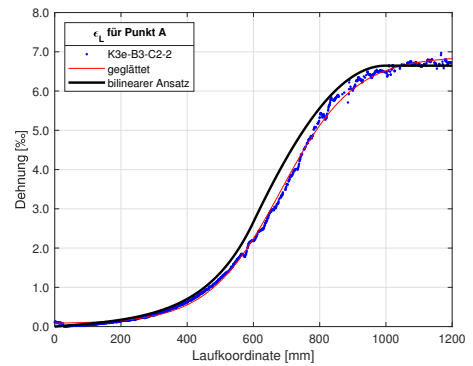

 (d) Dehnungsverlauf ϵ_L über die Verbundlänge x

Abb. 6.34: Vergleich Experiment mit bilinearem Ansatz

Vorfaktor $10 \cdot \sqrt{\frac{2}{t_a}}$, der durch eine Regressionsanalyse ermittelt wurde, berücksichtigt. Zusammenfassend ergeben sich die in Gleichungen (6.6)–(6.9) ausgedrückten Beziehungen:

$$\tau_{L1} = 1,8 \cdot f_{ctm,surf} \quad (6.6)$$

$$s_{L1} = \frac{t_a}{G_a} \cdot \tau_{L1} \quad (6.7)$$

$$s_{L0} = 10 \cdot \sqrt{\frac{2}{t_a}} \cdot s_{L1} \quad (6.8)$$

$$G_F = 22,9 \cdot \sqrt{t_a} \cdot \frac{f_{ctm,surf}^2}{G_a} \quad (6.9)$$

Somit ergeben sich für die hier vorgestellte Versuchsreihe die in Tab. 6.12 dargestellten Kennwerte, die aber lediglich für die hier untersuchte mittelweiche Klebschicht mit einem Schubmodul $G_a \leq 100 \text{ N/mm}^2$ ihre Gültigkeit besitzen.

Tab. 6.12: Vergleich Kennwerte der bilinearen Ansätze für Versuchsreihe B3

	$t_a = 2 \text{ mm}$				$t_a = 5 \text{ mm}$			
	τ_{L1}	s_{L1}	s_{L0}	G_F	τ_{L1}	s_{L1}	s_{L0}	G_F
	$[\text{N/mm}^2]$	$[\text{mm}]$	$[\text{mm}]$	$[\text{N/mm}]$	$[\text{N/mm}^2]$	$[\text{mm}]$	$[\text{mm}]$	$[\text{N/mm}]$
Experiment	5,34	0,20	1,50	4,01	4,20	0,40	2,50	5,25
Ansatz	4,20	0,16	1,60	3,36	4,20	0,39	2,47	5,19

Ergänzend soll hier der Ansatz von [36] genannt werden. Er erweitert den Ansatz von [27] um einen Einflussfaktor $\beta_a = \sqrt{E_a/2,45}$ zur Berücksichtigung der Klebschichtsteifigkeit. Eine Berücksichtigung der Klebschichtdicke erfolgt nicht. Ermittelt man mit diesem Ansatz die Bruchenergie erhält man einen Wert von $G_F = 3,28 \text{ N/mm}$, die nahezu mit den Werten aus Tab. 6.12 für eine Klebschichtdicke von $t_a = 2 \text{ mm}$ übereinstimmt.

6.6.7 Spannungsreduktion durch elastische Klebschichten

Eine verformungsfreudige, elastische Klebschicht erhöht nicht nur die absolute Tragfähigkeit, sondern führt bei entsprechender Last, wie bereits in Kapitel 5 erwähnt, zu einer Schubspannungsreduktion. Um diesen Effekt für den praktischen Anwendungsfall zu zeigen, werden exemplarisch für die in Tab. 6.13 aufgeführten Zustände (numerisch) die Dehnungsverteilungen für die jeweilige Klebschicht ermittelt. Die Betrachtungen gelten für die Lamelle C1, die mit K1e und K3e mit einer Klebschichtdicke von $t_a = 5 \text{ mm}$ appliziert wurde.

Tab. 6.13: Untersuchte Zustände - Vergleich K1e und K3e

		$\epsilon_{L,K1e} [\%]$	$\epsilon_{L,K3e} [\%]$	STZ _{K1e} [mm]	STZ _{K3e} [mm]
Zustand I	$s_L = 0,1 \text{ mm}$	1,81	0,77	190	300
Zustand II	$s_L = 0,2 \text{ mm}$	2,40	1,44	200	400
		$s_{L,K1e} [\text{mm}]$	$s_{L,K3e} [\text{mm}]$	STZ _{K1e} [mm]	STZ _{K3e} [mm]
Zustand III	$\epsilon_L = 2,5\%$	0,241	0,376	210	450

Der Vergleich erfolgt für die im GZG relevanten Rissöffnungen von 0,2 mm (Zustand I) bzw. 0,4 mm (Zustand II) und für die Entkopplungslast einer mit K1e applizierten Lamelle (Zustand III). Von Interesse sind hierbei der Dehnungsgradient (entspricht Schubspannungen) und

Größe der STZ. Für die mit K1e applizierte Lamelle erfolgt die Ermittlung der Dehnungsverteilung numerisch auf Basis des in Abschnitt 6.6.4 dargestellten bilinearen Ansatzes. Für K3e werden die experimentell ermittelten Dehnungsverläufe des Versuches K3-B3-C1-2 dargestellt, während die Schubspannungsverteilung aus Vergleichszwecken ebenso numerisch mit dem Kennwerten aus Tab. 6.11 für $t_a = 5$ mm ermittelt wurde. Die Ergebnisse sind in Abb. 6.35 dargestellt.

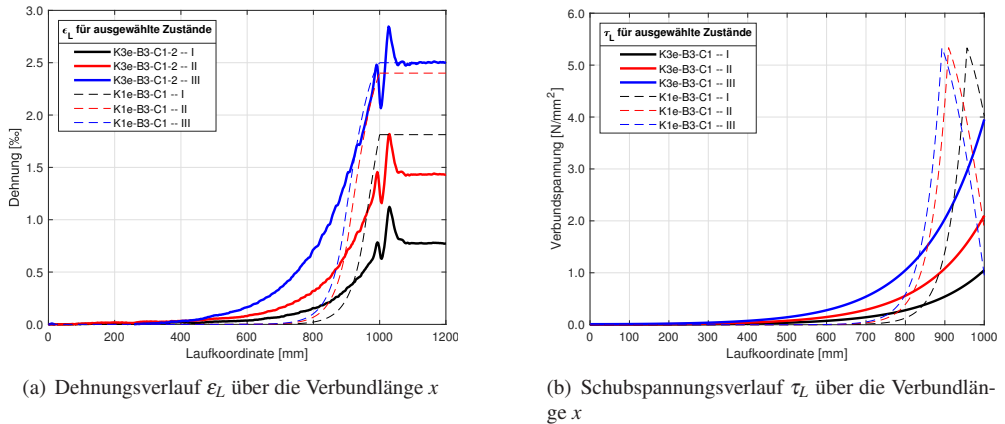


Abb. 6.35: Vergleich K3e (durchgezogene Linie) und K1e (gestrichelt)

Für den Zustand II ergibt sich für K3e eine Reduktion der maximal wirksamen Schubspannung um mehr als 60 Prozent bei einer Reduktion der Lamellendehnung um lediglich 40 Prozent. Die Lamelle wird durch den elastischen Klebstoff bei Rissöffnung nicht direkt übermäßig stark belastet, vielmehr verteilt sich die Verbundbeanspruchung und somit der Dehnungs- bzw. Kraftaufbau auf eine größere Fläche. Dies führt zu einer deutlichen Reduktion der wirksamen Schubspannungen. Da diese als Beanspruchungsgröße für die oberflächennahe Betonschicht herangezogen werden können, kann auch für höhere Lamellenbeanspruchungen ein weitgehend elastisches Verbundsystem charakterisiert werden. Auf Verbundebene resultiert dies bei zyklischer Beanspruchung in einer Zunahme der maximal möglichen Lamellendehnungen. Verdeutlicht wird dies durch Zustand III für K3e, da hier, ganz im Gegensatz zu K1e, noch von keiner Degradation bzw. Schädigung des Verbundes gesprochen werden kann, da s_{L1} bzw. τ_{L1} noch nicht erreicht bzw. überschritten wurde.

6.6.8 Fazit der Verbunduntersuchungen - Endverankerung

Im Rahmen der hier vorgestellten experimentell Untersuchungen konnte gezeigt werden, dass mit elastischen Klebschichten applizierte CFK-Lamellen im Endverankerungsfall höhere Las-

ten auf den Beton übertragen können. Begründet liegt dies in der Vergrößerung der aktiven Verbundfläche. Hiermit einher geht eine Reduktion der wirksamen Schub- bzw. Verbundspannungen bei entsprechender Zugkraft in der Lamelle. Die Modifikation der mechanischen Eigenschaften der Klebschicht führt zu einer Ausweitung des linear-elastischen Bereiches der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und somit zu einer Erhöhung der in diesem Bereich aufnehmbaren Zugspannungen in der Lamelle. Dies ist vor allem bei zyklischer Belastung von Interesse. Durch die Untersuchung unterschiedlicher Klebschichtdicken sowie zweier Verhältnisse aus Lamellenbreite und Betonbreite gelang es, ein knappes Formelwerk zur Parameterbestimmung der bilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zur Verfügung zu stellen. Als Einflussparameter sind hierbei die Oberflächenzugfestigkeit des Untergrundes (Beton), die Klebschichtdicke und der Schubmodul des Klebstoffes enthalten. Die Gültigkeit dieses Ansatzes konnte gezeigt werden. Des Weiteren zeigte der im Torsionsschwingversuch ermittelte rein linear-elastische Schubverformungsbereich des Polymers eine gute Übereinstimmung mit dem linear ansteigenden Ast der in den Endverankerungsversuchen bestimmten VSB. Somit ist es möglich, einen rein linear-elastischen Verformungsbereich des Verbundsystems Lamelle-Klebschicht-Beton, lediglich über die mechanischen Eigenschaften und die Geometrie der Klebschicht, zu bestimmen. Eine Überprüfung dieses Sachverhaltes sollte allerdings experimentell im Rahmen von zyklischen Endverankerungsversuchen erfolgen.

Wie später bei Bauteilversuchen (Abschnitt 6.7) gezeigt wird, kann bei einer elastischen Klebschicht generell, trotz fortgeschrittener Rissöffnung, von einem *kompatiblen* und *intakten* Verbundsystem aus Lamelle-Klebschicht-Beton und Betonstahl-Beton gesprochen werden, da die Verbundsteifigkeiten direkt aufeinander abgestimmt sind. Die Effekte auf Bauteilebene, bspw. die gesteigerte Tragfähigkeit im Bereich der Zwischenrisselemente sowie die Schubspannungsreduktion, werden in Abschnitt 6.7 diskutiert, können aber mit denen in Kapitel 5 dargestellten und diskutierten Erkenntnissen gleichgesetzt werden.

6.7 Bauteilversuche

Im Rahmen dieser Arbeit wurden in Zusammenarbeit mit einem weiteren von der AiF geförderten ZIM-Projekt ([61]) Bauteilversuche an biegeverstärkten Stahlbetonbalken durchgeführt. Das Ziel dieser Untersuchungen war es, die Übertragbarkeit der Erkenntnisse der in Abschnitt 6.6 durchgeführten Endverankerungsversuche auf das Bauteilverhalten zu zeigen. Im Vordergrund stand auch hier die Demonstration der Wirksamkeit einer Biegeverstärkung, bei der das Verstärkungselement mit einem elastischen Klebstoff appliziert ist. Hierfür wurde bewusst bei der Mehrzahl der Versuche ein Versuchsaufbau gewählt, bei dem für die derzeit üblichen Systeme der Tragmechanismus im Bereich der Zwischenrisselemente maßgebend wird.

6.7.1 Überblick über die Experimente

Die Biegeversuche wurden an biegeverstärkten Einfeld-Stahlbetonbalken mit rechteckigem Querschnitt durchgeführt. Insgesamt wurden sechs Balken mit rechteckigem Querschnitt mit realitätsnahen Abmessungen geprüft. Der Balken B06-B19 wurde hierbei als Referenzbalken unverstärkt getestet. Die jeweiligen Querschnittsabmessungen, verwendeten Materialien sowie Bewehrungsgehalt und Vorbelastungen (Auflast, Biegemoment an der maßgebenden Stelle und bleibende Verformung) sind in Tab. 6.14 aufgeführt. Die Versuchsaufbauten sind in Abb. 6.36 schematisch skizziert. Die Bewehrungspläne sind in Abb. A.5 und A.6 dargestellt.

Tab. 6.14: Übersicht der Bauteilversuche zur Biegeverstärkung

Bezeichnung	(b/h) [m]	K	L	$\rho_{l,s}$ [%]	$\rho_{l,L}$ [%]	Vorbelastung		
						[kN]	[kNm]	[mm]
B01-K4e-B18-C2	0,3/0,3	K4e	C2	1,07	0,194	55,7	80,8	5,8
B02-K1e-B18-C2	0,3/0,3	K1e	C2	1,07	0,194	42,0 ¹	63,0	4,7
B01-K4e-B19-C1 ²	0,2/0,3	K4e	C1	0,96	0,194	27,5 ²	33,0	11,6
B03-K4e-B19-C1	0,2/0,3	K4e	C1	0,96	0,156	18,9	27,4	11,6
B04-K1e-B19-C1	0,2/0,3	K1e	C1	0,96	0,156	16,1	23,4	10,6
B06-B19	0,2/0,3	-	-	0,96	-	36,2 ³	57,9 ³	> 91,8

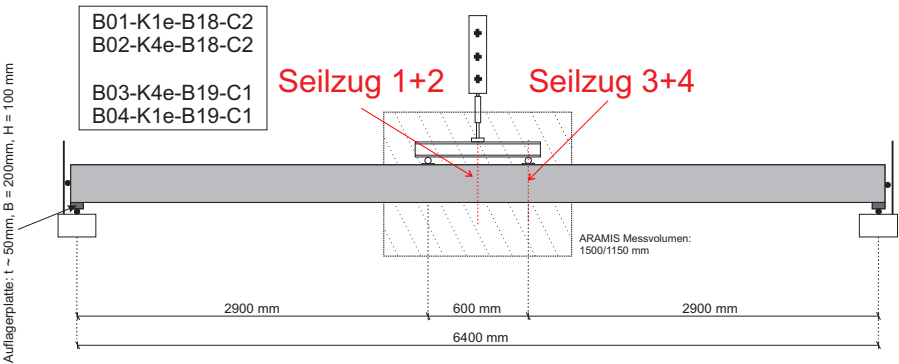
¹ exzentrischer Drei-Punkt-Biegeversuch (e = 800 mm)

² exzentrischer Drei-Punkt-Biegeversuch (e = 1600 mm)

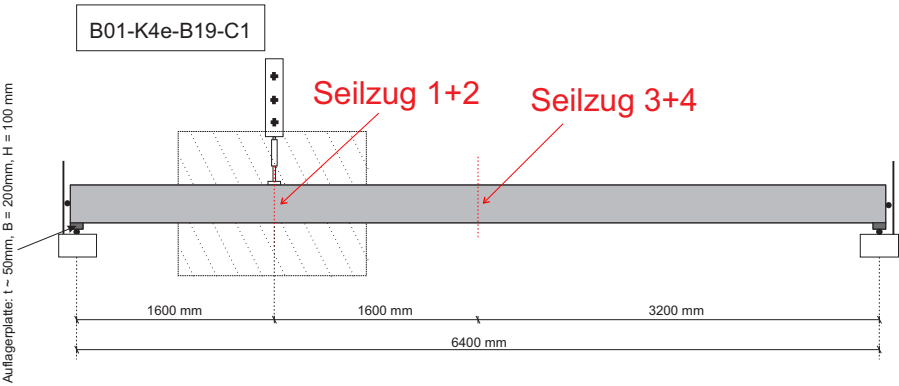
³ Bruchlast unverstärkter Balken

Als Verstärkungselemente kamen die im Rahmen der Arbeit schon zuvor verwendeten und mit C1 und C2 bezeichneten CFK-Lamellen zum Einsatz. Das Kleben der Lamellen erfolgte nach den üblichen Vorbereitungen der Betonoberflächen, nachdem die Balken um 180° gedreht wurden. Das grundsätzliche Verhalten des Klebstoffes K4e bzw. einer hieraus gebildeten Klebschicht kann mit den in Abschnitt 6.6.6 aufgeführten Beziehungen abgebildet werden. Als interne Längsbewehrung kam Betonstabstahl ($\varnothing = 14\text{ mm}$) des Typs B500A mit einer garantierten Streckgrenze von 500 N/mm^2 zum Einsatz. Durch eine enge Verbügelung der Balken ($\varnothing = 8\text{ mm}$) mit einem Abstand von 200 mm im mittleren und 80 mm im auflagnahen Bereich wurde ein Querkraftversagen ausgeschlossen. Für die Balken mit der Betongüte B18 wurde der Bügelabstand im mittleren Bereich auf 130 mm reduziert.

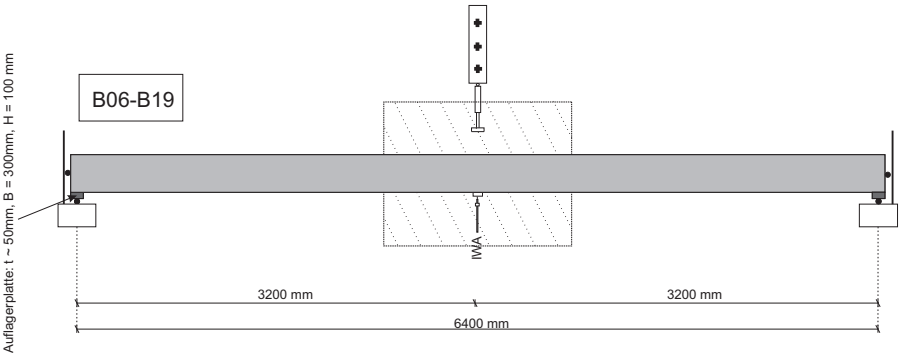
Um eine spätere Biegeverstärkung sinnvoll realisieren zu können, wurde bei der Dimensionierung der Stahlbetonbalken darauf geachtet, dass das Versagen durch Fließen der Betonstahlbewehrung, gefolgt von einem Versagen der Betondruckzone eintreten würde. Bei allen Balken erfolgte durch Vorbelastung die Erzeugung eines Initial-Rissbildes, da dies ein in der Real-



(a) Vier-Punkt-Biegeversuch



(b) Drei-Punkt-Biegeversuch exzentrisch



(c) Drei-Punkt-Biegeversuch

Abb. 6.36: Versuchsaufbau Bauteilversuche - Prinzipskizzen

tät wahrscheinliches Szenario darstellt. Gemäß [67] wirkt sich solch eine Vorbelastung nur geringfügig mit einer Abweichung von ca. 5 Prozent auf die Maximallasten des verstärkten Bauteils aus.

Die aufgebrachten Vorbelastungen sind ebenso in Tab. 6.14 aufgeführt. Der Balken B04-K1e-B19-C1 wurde vor der Verstärkungsmaßnahme weggesteuert bis zu einer Feldmittendurchbiegung von 25 mm monoton belastet, um den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bezüglich Durchbiegung ($l_0/250$) zu simulieren. Hieraus resultierte eine bleibende Feldmittendurchbiegung von 10,6 mm. Alle anderen Balken wurden im Rahmen von [61] in zehn Belastungsstufen bis zu einer Feldmittendurchbiegung von 30 mm belastet. Hieraus resultierte jeweils eine bleibende Verformung in Feldmitte von $\approx 11,6$ mm. Die Balken befanden sich somit nicht mehr im rein linear-elastischen Verformungsbereich. Die bleibende Verformung wurde im Rahmen der Untersuchungen vernachlässigt, da sie bei allen Balken betragsmäßig ungefähr gleich groß war. Weiterhin wurde durch das notwendige Drehen der Balken für die Applikation der Balken eine dauerhafte Entlastung durch das Wirken des Eigengewichts eingebracht. Der Balken B06-B19 wurde unverstärkt als Referenzbalken im Drei-Punkt-Biegeversuch bis zum Erreichen des Lastplateaus getestet. Die erreichte Bruchlast ist in Tab. 6.14 eingetragen.

6.7.2 Versuchsdurchführung

Die Balken wurden je nach gewähltem Lastszenario entweder mittels Drei- oder Vier-Punkt-Biegeversuch geprüft, s. Tab. 6.14 und Abb. 6.36 und 6.37. Die Last wurde mittels Hydraulikzylinder mit einer Kapazität von 250 kN und, falls notwendig, einem Lastverteilungsträger (Lasteinleitungsabstand 600 mm) verformungsgesteuert aufgebracht.

Die Durchbiegungen in Feldmitte und unter einer Lasteinleitung wurden mit vier Seilzügen, jeweils zwei an der Balkenvorder- und rückseite, mit einer Datenaufzeichnungsrate von 2 Hz ermittelt. Die Dehnungsermittlung erfolgte auf der Außenseite der Lamelle mittels faseroptischer Sensorik mit einer Ortsauflösung von 0,65 mm über die gesamte Länge und einer Datenaufzeichnungsrate von 12,5 Hz. Zusätzlich wurden im Lasteinleitungsbereich die Verformungen der Balkenseitenfläche über eine Breite von ca. 1,50 m und einer Datenaufzeichnungsrate von 1 Hz mittels optischer Messtechnik aufgezeichnet. Hierdurch konnten detaillierte Auswertungen wie Rissentstehung und -breite bei der jeweiligen Last, sowie eine näherungsweise Ermittlung der Druckzonenhöhe durchgeführt werden. Abweichend von dem mit monoton steigender Verformung getesteten Balken B04-K1e-B19-C1, wurden bei B02-K4e-B19-C1 und B03-K4e-B19-C1 vier Be- und Entlastungsstufen (LS1 bis LS4) mit einer inkrementellen Erhöhung der Durchbiegung in Feldmitte um jeweils 10 mm gefahren, bevor die maximale Tragfähigkeit des Balkens (LS5) bestimmt wurde. Hierbei ergaben sich geringfügig bleibende

Verformungen von ca. 5 mm nach der vierten Belastungsstufe LS4. Auf die Tragfähigkeit hatte dies keinen Einfluss, da sich die Last-Verformungskurve, wie in Abb. 6.43(a) ersichtlich, beim Erreichen der Grenzverschiebung aus LS4 von 40 mm wieder mit der Ursprungssteifigkeit einstellt. Beim verstärkten Balken B01-K4e-B19-C1, der exzentrisch im Drei-Punkt-Biegeversuch getestet wurde, wurden lediglich drei Be- und Entlastungsstufen bis zu einer Feldmittendurchbiegung von 30 mm gefahren, da sich schon bei dieser Belastung eine leichte Abnahme der Steifigkeit in der Last-Verformungs-Kurve detektieren ließ.

6.7.3 Ergebnisse - Balkentyp B18

Versagensmodus

Der verstärkte Biegebalken B02-K1e-B18-C2 versagte durch die typische Entkopplung der CFK-Lamelle, nachdem der Betonstahl bereits ins Fließen gekommen war, s. Abb. 6.38 und 6.40. Die Entkopplung der Lamelle fand über die halbe Balkenlänge statt, wobei das noch am Bauteil befindliche CFK-Laminat im Nachgang problemlos von Hand entfernt werden konnte.

Beim Balken B01-K4e-B18-C2 stellte sich ein abweichender Versagensmodus ein. Hier versagte, nachdem der Betonstahl bereits ins Fließen gekommen war, zuerst die Druckzone, s. Abb. 6.39(a). Nach der Ausbildung eines Lastplateaus in der Last-Verformungs-Kurve, entkoppelte die Lamelle von der Mitte des Balkens ausgehend, s. Abb. 6.39(b). Bei diesem Versagensmodus, der dem klassischen Versagensablauf eines reinen Stahlbetonbalkens, erweitert um die Entkopplung der Lamelle darstellt, war somit eine Vorankündigung durch die Plastifizierung der Betondruckzone gegeben. Dies ist ein erster Hinweis auf ein *kompatibles Verstärkungssystem*, da sich das verstärkte Bauteil analog zu einem unverstärkten verhält. Zusätzlich konnte im Versuch keine Rissbildung zwischen den bereits vorhandenen Biegerissen beobachtet werden, was ein weiteres Indiz für die Kompatibilität des Verstärkungssystems ist. Die Steigerung der Ausbruchtiefe des oberflächennahen Betons, die auch in den Endverankerungsversuchen beobachtet werden konnte, ist offensichtlich, s. Abb. 6.39(b).

Verformungsverhalten

Die ermittelten Last-Durchbiegungs-Kurven sind in Abb. 6.40 dargestellt. Obwohl der Klebstoff K4e sich durch eine deutlich geringe Steifigkeit auszeichnet, liegen die Last-Durchbiegungs-Kurven für alle Zustände fast deckungsgleich übereinander. Es sind also keine Einbußen an Biegesteifigkeit durch die Verwendung eines elastischen bzw. weichen Klebstoffes zu erwarten. Vielmehr konnte die Maximallast um ca. 10 Prozent und die Verformungsfähigkeit um mehr als 50 Prozent gesteigert werden. Wie schon zuvor erläutert, versagte der Balken



(a) Gesamtansicht



(b) Lasteinleitung Drei-Punkt-Biegeversuch



(c) Lasteinleitung Vier-Punkt-Biegeversuch



(d) Seilzug



(e) Widerlager

Abb. 6.37: Versuchsaufbau Bauteilversuche - Gesamtübersicht und Detailbilder

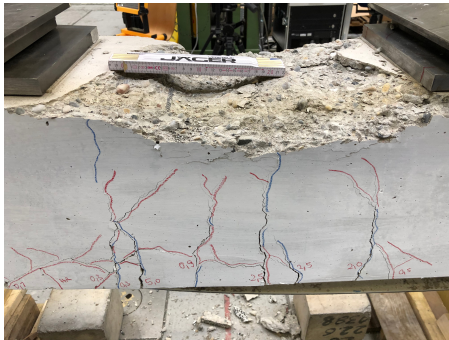


(a) Ansicht halbe Balkenlänge



(b) Detail entkoppelte Lamelle

Abb. 6.38: Versagensmodus des mit K1e verstärkten Balkentyps B18



(a) Betondruckzonenversagen



(b) Detail entkoppelte Lamelle

Abb. 6.39: Versagensmodus des mit K4e verstärkten Balkentyps B18

B01-K4e-B18-C2 erst nach der Ausbildung eines Lastplateaus und dem Durchplastifizieren der Druckzone.

Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe

Die unter der Annahme des Ebenbleibens des Querschnittes ermittelten Dehnungsverteilungen über die Querschnittshöhe in Feldmitte sind bei Erreichen der Maximallast ohne Berücksichtigung einer Vordehnung in Abb. 6.41 dargestellt.

Durch die Applikation der Lamelle mit einer elastischen Klebschicht erhöht sich die Ausnutzung derselben um ca. 32 Prozent. Weiterhin übersteigen die Stauchungen der Betondruckzone die zwei Promille, was im Versuch zum Durchplastifizieren der Betondruckzone führte.

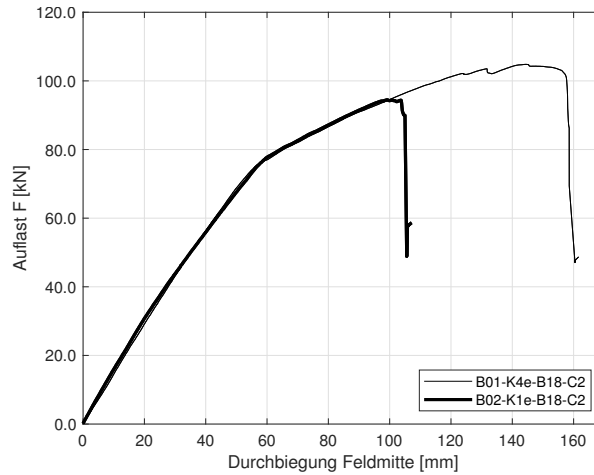


Abb. 6.40: Last-Durchbiegungs-Kurve Bauteilversuche B01-K1e-B18-C2 und B02-K3e-B18-C2

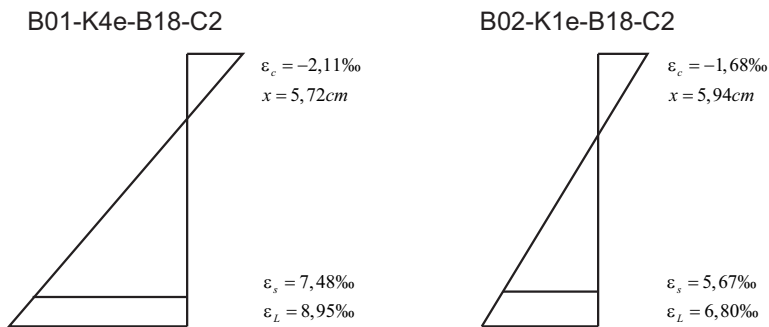


Abb. 6.41: Dehnungsverteilungen für B01-K4e-B18-C2 und B02-K1e-B18-C2 bei Erreichen der Maximallast

Die errechneten Lamellendehnungen stimmen sehr gut mit den im Experiment durch den faser-optischen Sensor ermittelten überein, s. Abb. 6.42. Die Lasteinleitungsstellen werden hierbei durch vertikale Pfeile angedeutet, während die an dieser Stelle rechnerisch ermittelten Dehnungen als horizontale Linie eingetragen sind.

Für B02-K1e-B18-C2 konnten aufgrund des starken Dehnungsgradienten in der Lamelle zu diesem Zeitpunkt lediglich die Dehnungen bis zur rechten Lasteinleitungsstelle gemessen werden. Die leichte Überschätzung der experimentell ermittelten Dehnungen hat ihren Ursprung in lokalen Biegeeffekten in der Lamelle am Rissufer und evtl. auftretenden vertikalen Schubrissversätzen. Der Lamelle fallen ab dem Fließbeginn des Betonstahls alle weiteren Zugkraftsteigerungen zu. Dies bedeutet aber auch, dass hierdurch der Verbund lokal sehr stark beansprucht wird (Dehnungskurve mit hohem Steigungsgradient) und das Verhalten am Zwischenrissele-

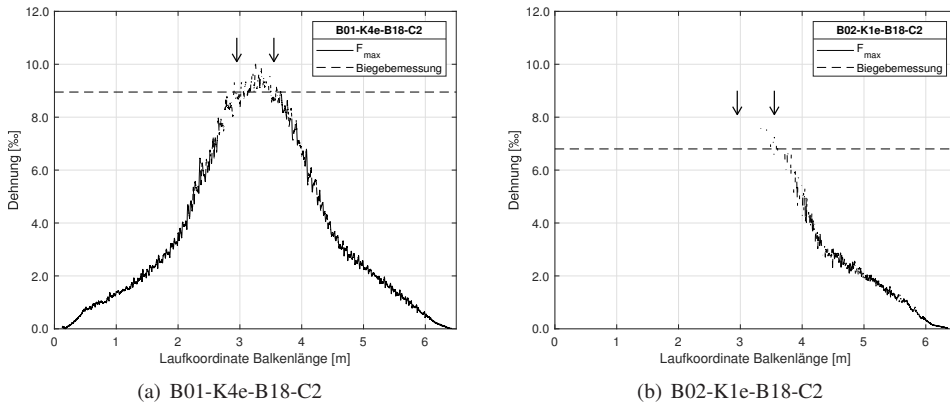


Abb. 6.42: im Experiment gemessene Lamellendehnung über Bauteillänge bei Erreichen der Maximallast

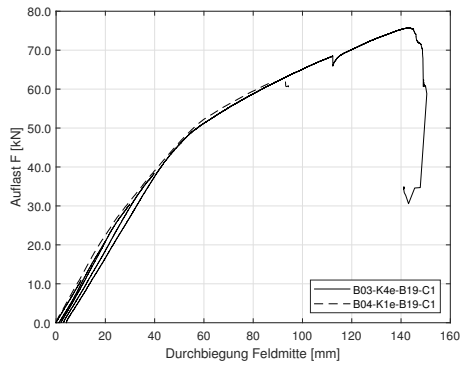
ment durchaus maßgebend werden kann. Durch eine elastische Klebschicht erhöht sich der Widerstand am Zwischenrisselement maßgeblich und wird nicht mehr maßgebend, vgl. Abschnitt 6.7.4. Zusätzlich werden die lokal wirkenden Verbund- bzw. Schubspannungen deutlich reduziert. Ergänzende Betrachtungen zu diesem Sachverhalt bzw. der Aktivierung der Lamelle bei Durchbiegungen im Bereich der Gebrauchstauglichkeit und zu der durch die elastische Klebschicht erreichten Schubspannungsreduktion sind in Abschnitt 6.7.4 enthalten.

6.7.4 Ergebnisse - Balkentyp B19 im Vier-Punkt-Biegeversuch

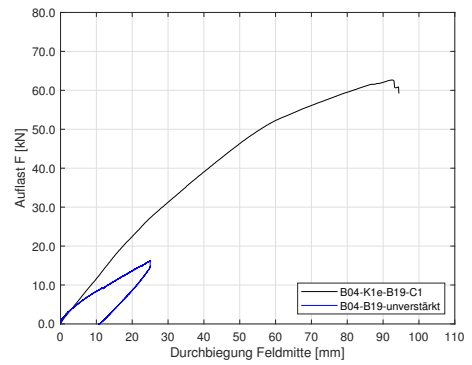
Versagensmodus und Verformungsverhalten

Das im Experiment ermittelte Verformungsverhalten für den Balkentyp B19 im Vier-Punkt-Biegeversuch ist in Abb. 6.43 dargestellt. Der mit dem Klebstoff K1e und Lamelle C1 verstärkte Balken B04-K1e-B19-C1 versagte durch die typische Entkopplung der CFK-Lamelle nachdem der Betonstahl bereits ins Fließen gekommen war, s. Abb. 6.44. Der Entkopplung der Lamelle ging die Bildung eines massiven Biegeschubrisses direkt unter der Lasteinleitung voraus (Abb. 6.45 – rot markiert). Durch die hohe Aufzeichnungsrate des faseroptischen Systems konnte auch ein Zustand aufgezeichnet werden, bei dem ein Teil der Lamelle unter der rechten Lasteinleitungsstelle bereits entkoppelt war, s. Abb. 6.49(a). Da dieser Vorgang in ms vonstatten geht und kein Lastplateau in der Last-Durchbiegungs-Kurve (s. Abb. 6.43(b)) erkennbar ist, muss hier wiederum von einem spröden Versagen gesprochen werden.

Der Balken B03-K4e-B19-C1 zeigte ein abweichendes Versagensbild. Die Lamelle entkoppelte zwar ausgehend von einer Lasteinleitungsstelle schlussendlich auch durch Kohäsionsversa-



(a) B03-K4e-B19-C1



(b) B04-K1e-B19-C1

Abb. 6.43: Last-Durchbiegungs-Kurve Bauteilversuche



(a) Ansicht halbe Balkenlänge



(b) Detail

Abb. 6.44: Typischer Versagensmodus der mit K1e verstärkten Biegebauteile

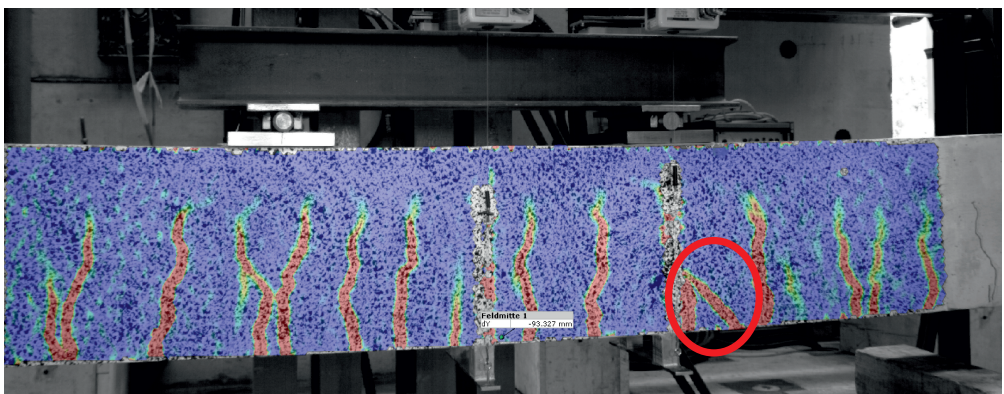
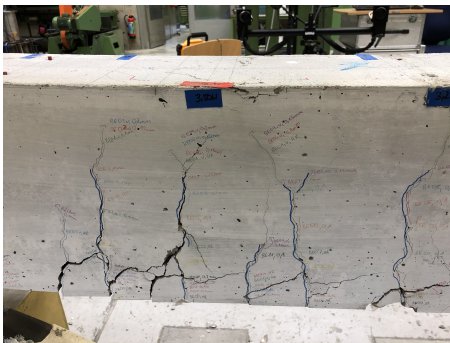


Abb. 6.45: versagen-induzierender Biegeschubriss bei B04-K1e-B19-C1

gen im Beton, jedoch trat dieses Versagen nicht in der oberflächennahen Betonschicht, sondern auf Höhe der Längsbewehrung ein. Diesem Versagen ging das Fließen der Betonstahlbewehrung und eine geringfügige Plastifizierung der Betondruckzone voraus, s. Abb. 6.46.



(a) Ansicht Balken



(b) plastifizierte Druckzone und Biegerisse



(c) Entkopplungsebene Lamelle

Abb. 6.46: Typischer Versagensmodus der mit K4e verstärkten Biegebauteile

Begründet liegt dieses Versagen in den massiv wirkenden Rückstellkräften bzw. Beanspruchungen aus der Verbundebene heraus, die bei dieser großen Feldmitten-Durchbiegung wirken. Nichtsdestotrotz stellte sich vorab ein, wenn auch geringfügiges, Lastplateau in der Last-Verformungskurve ein. Dies entspricht einem teilweise duktilen Versagen.

Dehnungsverteilung über die Querschnittshöhe

Die unter der Annahme des Ebenbleibens des Querschnittes ermittelten Dehnungsverteilungen über die Querschnittshöhe in Feldmitte sind bei Erreichen der Maximallast ohne Berücksichtigung einer Vordehnung in Abb. 6.47 dargestellt.

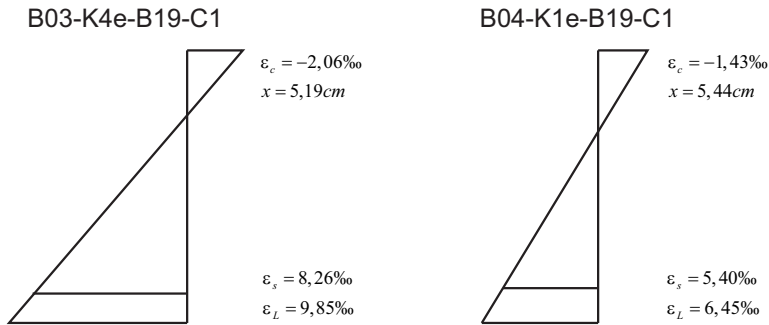


Abb. 6.47: Dehnungsverteilungen für B04-K4e-B19-C1 und B03-K4e-B19-C1 bei Erreichen der Maximallast

Durch die elastische Klebschicht konnte die Lamellenausnutzung um 53 Prozent gesteigert werden. Das im Experiment beobachtete geringfügige Plastifizieren der Druckzone ist wiederum durch Betonstauchungen $|\varepsilon_c| \geq 2$ Promille charakterisiert.

Verhalten am Zwischenrisselement

Die gemittelten Rissabstände für B03-K4e-B19-C1 ergaben sich zu $s_{rm,K4e} = 12,5\text{ cm}$ und waren somit unverändert zum unverstärkten Balken. Für den Balken B04-K1e-B19-C1 reduzierten sich diese auf $s_{rm,K1e} = 10,0\text{ cm}$ durch die Bildung von neuen Biegerissen zwischen den bereits vorhandenen. Die deutlich gesteigerte Leistungsfähigkeit im Bereich der Zwischenrisselemente wird bei der Auswertung der über die Zwischenrisselemente aufgenommenen Lamellenspannungsdifferenz $\Delta\sigma_L$ je Lamellengrundspannung am nieder beanspruchten Rissufer σ_L deutlich, s. Abb. 6.48. Hierfür wurden die gemessenen Dehnungen bei Erreichen des Lastplateaus bzw. kurz vor der Lamellenentkopplung ausgewertet. Eingetragen sind hier zusätzlich die nach Gleichungen (3.34) und (3.35) mit den jeweils gültigen Eckwerten des bilinearen Verbundansatzes ermittelten Grenzkurven der DAfStb-Richtlinie [10]. Der Nachweis am Zwischenrisselement wird für eine mit Klebstoff K4e gebildete Kleb- bzw. Verbundschicht nicht mehr maßgebend, da sich keiner der Datenpunkte auf oder über der Grenzlinie befindet.

Der in Abschnitt 6.7.4 erwähnte Entkopplungsvorgang konnte in Abb. 6.49(a) durch die zwei dargestellten Dehnungszustände der Lamelle über die Bauteillänge beobachtet werden. Für

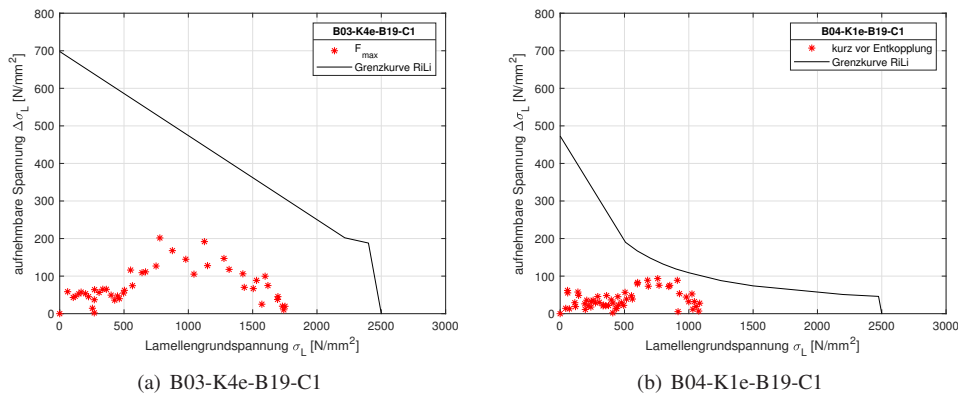


Abb. 6.48: ermittelte Spannungsdifferenzen am Zwischenrisselement über die Lamellengrundspannung

drei Zeitpunkte I-III kurz vor der finalen Entkopplung sind die aufgenommenen Lamellenspannungsdifferenzen über die Grundspannung in Abb. 6.49(b) aufgetragen.

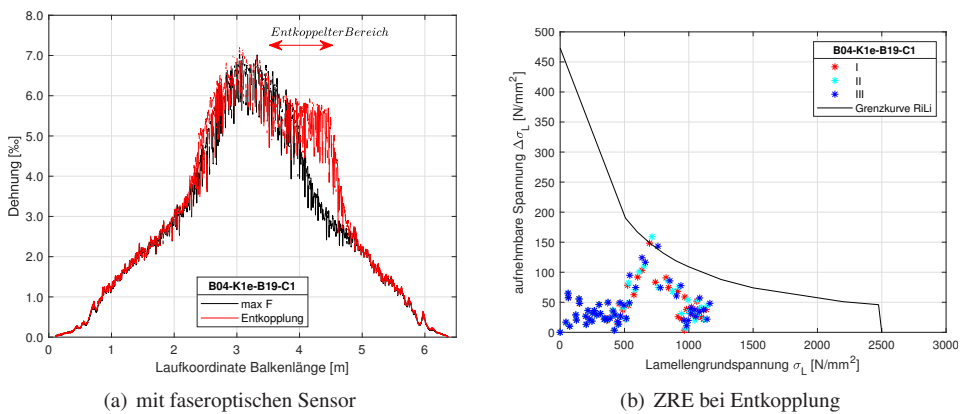


Abb. 6.49: Detektion Entkopplungsvorgang K1e und ermittelte Spannungsdifferenzen kurz vor Entkopplung

Das jeweils maßgebende Zwischenrisselement wird mit einer Spannungsänderung beaufschlagt, die größer oder gleich der aufnehmbaren nach [75] ist. An diesen Stellen erfolgt die Initiierung bzw. der Fortschritt des Verbundversagens.

Umlagerungsfaktor für Lamellendehnungen im Feldmittenbereich

Zur Beurteilung der Interaktion und planungsgemäßen Aktivierung der Lamelle werden die entsprechenden Umlagerungsfaktoren nach Gleichung (3.40) ermittelt. Hierbei wird eine globale Betrachtungsweise, also eine Mittelung über den gesamten Lasteinleitungsbereich mit

einer Breite von 600 mm, und eine lokale Betrachtungsweise über die Lamellendehnungen im maßgebenden Rissquerschnitt gewählt. Die ermittelten Umlagerungsfaktoren sind in Abb. 6.50 aufgetragen.

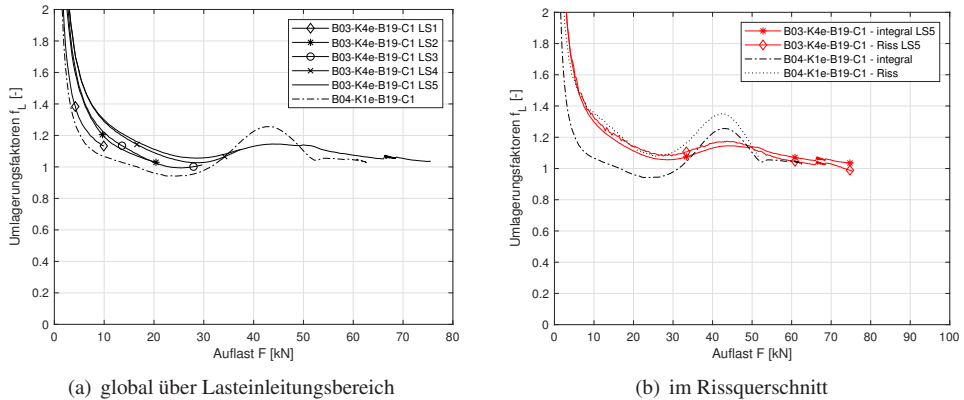


Abb. 6.50: Umlagerungsfaktoren f_L

Grundsätzlich verhalten sich beide Systeme hinsichtlich der Umlagerungsfaktoren bei der globalen Betrachtungsweise ähnlich. Allerdings ist für den Umlagerungsfaktor bei K1e zu beachten, dass hierbei schon bei relativ kleinen Lasten auf Gebrauchslastniveau bzw. geringen Rissöffnungen, Schädigungen im Verbund auftreten. Bei K4e befindet man sich bei den hier auftretenden Rissöffnungen noch im annähernd linear-elastischen Verbundverhalten. Weiterhin kann für ein Lastniveau von 20 kN bis 40 kN, welches das Gebrauchslastniveau charakterisiert, der Umlagerungsfaktor zu $f_L \approx 1,05$ ermittelt werden, was für das annähernde Ebenbleiben der Querschnitte spricht.

Der grundlegende Systemunterschied wird beim Vergleich der globalen und lokalen Umlagerungsfaktoren umso deutlicher. Für K4e sind beide Verläufe identisch, da hier keine Entkoppelung/Schädigung am Rissufer und somit das lokale mit dem globalen Verhalten übereinstimmt. Für K1e sind die Unterschiede aus der globalen und integralen Betrachtungsweise offensichtlich – im Riss wird die Lamelle bei kleinen Rissöffnungen übermäßig stark aktiviert. Die Abweichungen von der Bernoulli-Hypothese sind deutlich zu erkennen.

Verbundkoeffizient der Lamelle

Da die vorangegangenen Betrachtungen lediglich Aussagen über den Balkenbereich der maximalen Momentenbeanspruchung enthalten, folgen nun ergänzende Betrachtungen über die Interaktion der beiden Bewehrungsstränge in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) und der Gebrauchstauglichkeit (GZG) über die gesamte Bauteillänge. Hierzu werden die in

Abschnitt 3.4.2 eingeführten Verbundkoeffizienten λ_s und λ_L für verschiedene Lastzustände analysiert. Für die maximale Tragfähigkeit ergeben sich je nach aufgeführter Feldmittendurchbiegung die in Abb. 6.51 dargestellten Ergebnisse.

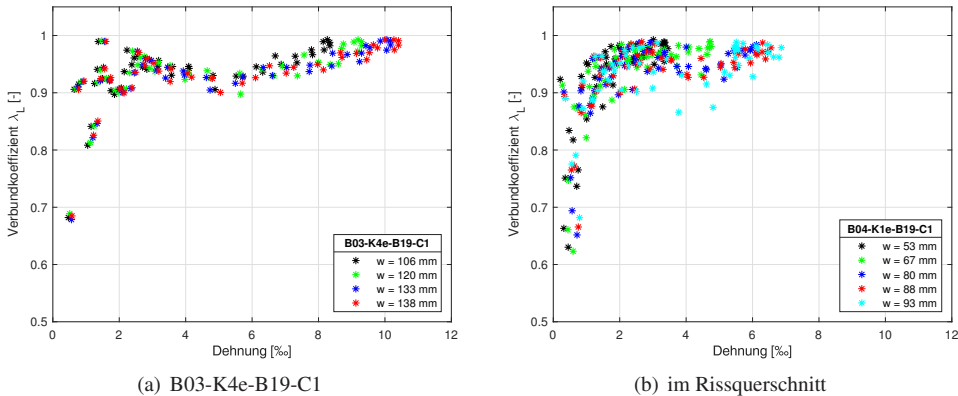
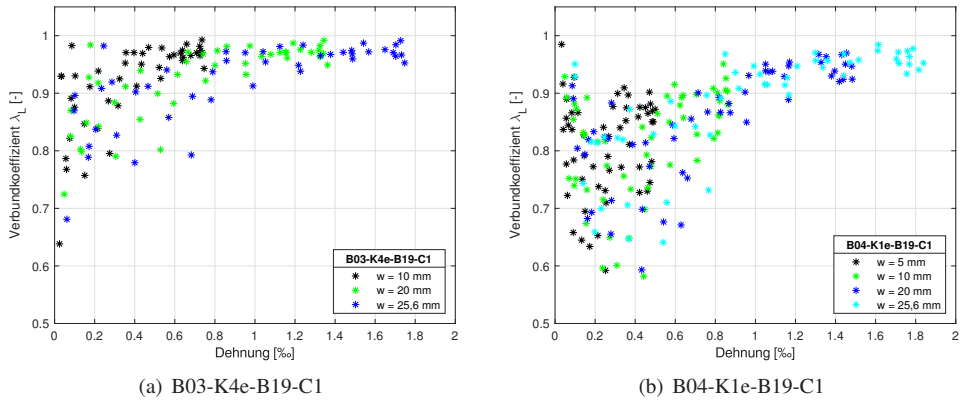


Abb. 6.51: Entwicklung des Verbundkoeffizienten λ_L im Bereich der maximalen Tragfähigkeit

Für den Balken B04-K4e-B19-C1 ergibt sich über alle Lastzustände und Dehnungsbereiche ein weitestgehend konstanter Verbundkoeffizient von 0,95. Dieser ist in guter Näherung zu den Werten aus der Literatur für den einbetonierten Betonstabstahl mit Rissabständen unter 200 mm, der sich zu 0,9 ergibt. Da sich diese Werte über alle betrachteten Lastzustände nicht ändern, kann von einem intakten Verbund und einer ausgeprägten Kompatibilität gesprochen werden. Diese Erkenntnis deckt sich mit den in Abb. 5.16 dargestellten Ergebnissen. Für B04-K1e-B19-C1 ergeben sich für niedrige Belastungen, die mit kleinen Rissöffnungen einhergehen, Umlagerungsfaktoren zwischen 0,62 und 0,9. Gerade erstgenannte Werte sind ein Indiz für die Spannungsüberhöhung in der Lamelle im Rissquerschnitt. Durch Schädigung des Verbundes nähern sich die Werte für größere Dehnungen wieder einem Wert von 0,95 bis 1,0 an. Generell ergibt sich bei beiden Balken für die jeweiligen maximalen Lamellendehnungen naturgemäß eine weitere Häufung der Werte bei $\lambda_L = 0,95$ bis 1,0 im Balkenbereich mit konstanter Momentenbeanspruchung.

Auf Gebrauchslastniveau ergeben sich die in Abb. 6.52 dargestellten Ergebnisse. Auffällig ist, dass sich bei Balken B04-K4e-B19-C1 für den Dehnungsbereich der verbundaktiven Lamelle Verbundkoeffizienten zwischen 0,8 und 0,95 ergeben, die nahe an den für den Bereich der Tragfähigkeit ermittelten liegen. Dies spricht auch bei kleineren Belastungen und sich einstellenden Rissöffnungen im Gebrauchszustand für eine ausreichende, aber nicht übermäßige Aktivierung der Lamelle. Weiterhin werden deutlich weniger Spannungsspitzen im Rissquerschnitt aufgebaut, als dies bei einer mit K1e gebildeten Klebschicht der Fall ist. Zusätzlich

Abb. 6.52: Entwicklung des Verbundkoeffizienten λ_L im GZG

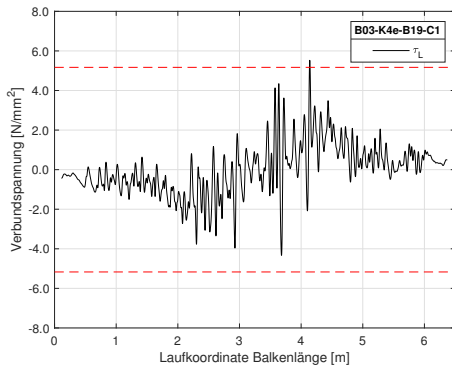
bleibt der Verbund weitestgehend intakt, da die Werte quasi konstant bleiben. Die eben erwähnte Spannungsüberhöhung im Riss, die sich bei steifen Klebschichten nur durch Verbundschädigung egalisiert, ist bei der Betrachtung der Abb. 6.52(b) offensichtlich. Hier ergeben sich gerade für verbundaktive Bereiche Verbundkoeffizienten von $\lambda_L = 0,6 \dots 0,9$.

Schubspannung bei maximaler Last

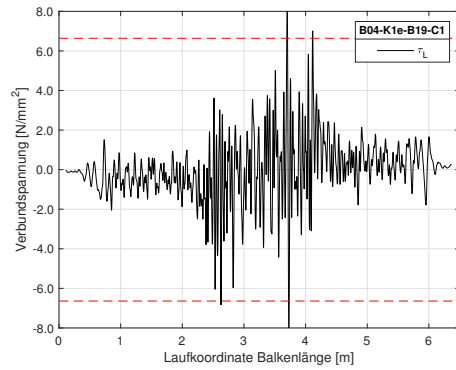
Um eine Aussage über die Schubspannungsverteilung über die gesamte Balkenlänge treffen zu können, wurden diese für bestimmte Durchbiegungen in Feldmitte aus der Dehnungsverteilung ermittelt. Hierbei werden die Rohdaten mit einer in Matlab integrierten fittingfunktion (smoothing spline mit *Smoothing Parameter* = 0.99999) geglättet und Fehlstellen der Rohdaten aufgefüllt.

Die beim Erreichen des Lastplateaus bzw. kurz vor Entkopplung der Lamelle ermittelten Schubspannungsverläufe sind in Abb. 6.53 dargestellt. Ergänzend sind die Grenzwerte der Schubspannungen τ_{L1} , die für K4e nach Gleichung (6.6) und für K1e nach Gleichung (3.21) ermittelt wurden, rot gestrichelt eingetragen.

Die Unterschiede in der Schubspannungsverteilung über die Länge sind offensichtlich. Selbst bei der maximalen Last kann bei K4e diese mit einer quasi konstanten bzw. linear-ansteigenden Schubbeanspruchung zur Balkenmitte hin vereinfacht werden. Ein Verbundansatz mit bereichsweise konstanten Schubspannungen τ_L , deren Betrag durch das Fließen der Betonstahlbewehrung verdoppelt wird (vgl. Abschnitt 3.1.5), ist denkbar. Da allerdings die gesamte Leistungsfähigkeit des Verbundes nicht gezeigt werden konnte, bleibt dies weiteren Untersuchungen vorbehalten. Generell sind die Schubspannungen trotz dem Vorhandensein starker



(a) B03-K4e-B19-C1



(b) B04-K1e-B19-C1

Abb. 6.53: Schubspannungsverteilung über die Balkenlänge bei der jeweiligen Maximallast

Rissbildung und großer Rissbreiten fast ohne Vorzeichenwechsel und die Betonoberfläche wird weitestgehend gleichmäßig beansprucht.

Schubspannungsreduktion im GZG

Werden die Dehnungsdaten für zwei Zustände vor und bei Erreichen der Gebrauchstauglichkeit hinsichtlich Durchbiegung analysiert, ergeben sich die in Abb. 6.54 und 6.55 resultierenden Dehnungs- bzw. Schubspannungsverteilungen. Auch hier sind die Unterschiede offensichtlich, da durch die elastische Klebschicht eine deutliche Reduktion der wirkenden Schubspannungen um bis zu 60 Prozent erreicht werden konnte. Gleichzeitig sind aber die an den Bemessungsstellen wirkenden Lamellendehnungen annähernd gleich – trotz der deutlich elastischeren Klebschicht spricht die Lamelle auch bei Belastungen auf Gebrauchsniveau an und beteiligt sich am Lastabtrag.

6.7.5 Ergebnisse - Balken B19 im Drei-Punkt-Biegeversuch

Versagensmodus und Verformungsverhalten

Das im Experiment ermittelte Verformungsverhalten ist samt der unter der Annahme des Ebenbleibens des Querschnitts ermittelten Dehnungsverteilung an der maßgebenden Stelle bei Erreichen der Maximallast ohne Berücksichtigung einer Vordehnung in Abb. 6.56 dargestellt. Das Bauteil versagte nach dem Fließen der Betonstahlbewehrung und dem anschließenden Plastifizieren der Druckzone wiederum durch einen kohäsiven Bruch im Beton auf Höhe der Längsbewehrung, s. Abb. 6.57.

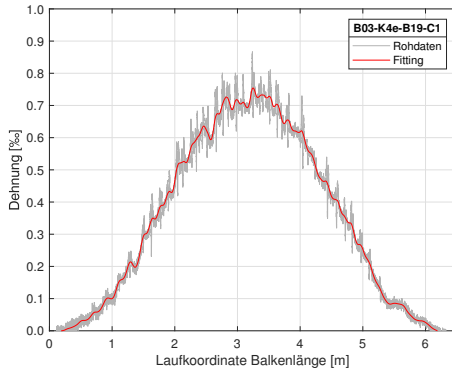
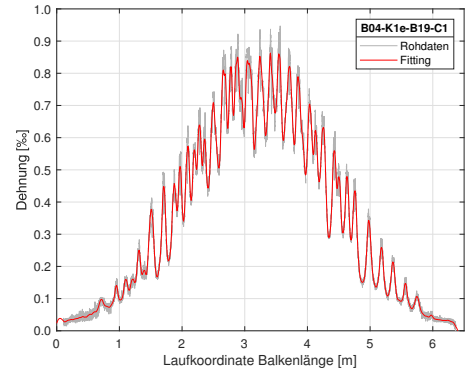
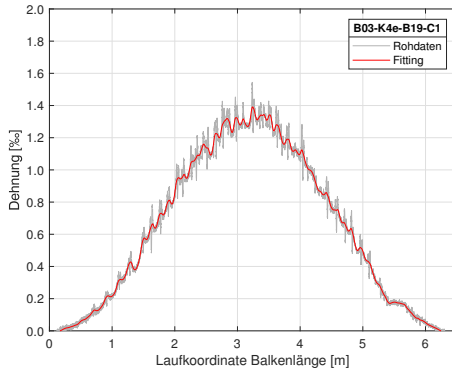
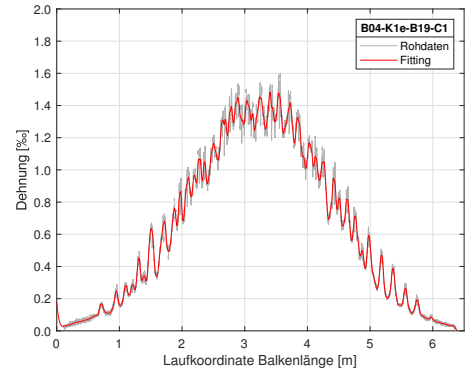
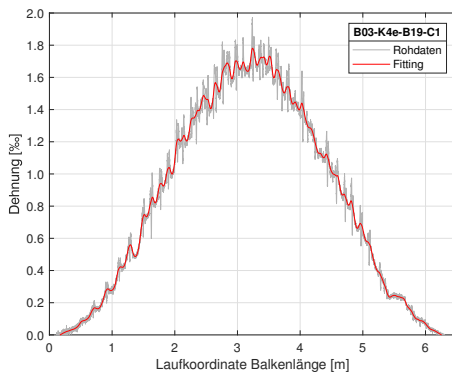
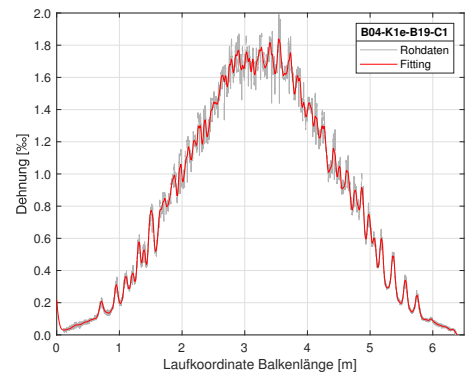
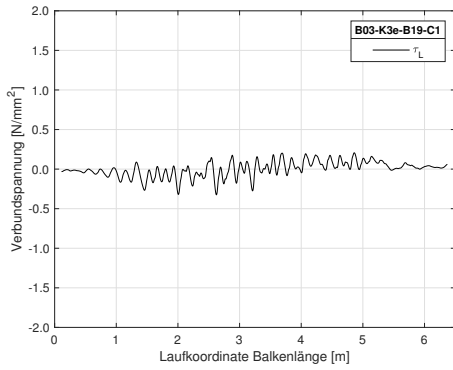
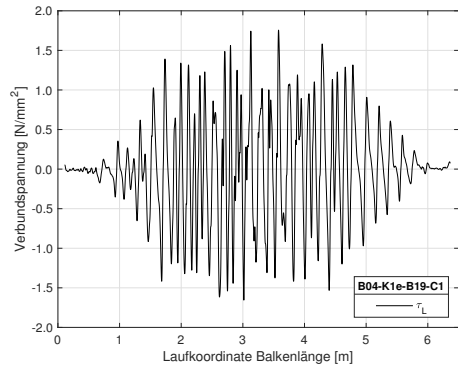
(a) $w = 10 \text{ mm}$ (b) $w = 10 \text{ mm}$ (c) für $w = 20 \text{ mm}$ (d) $w = 20 \text{ mm}$ (e) $w = 25,6 \text{ mm}$ (f) $w = 25,6 \text{ mm}$

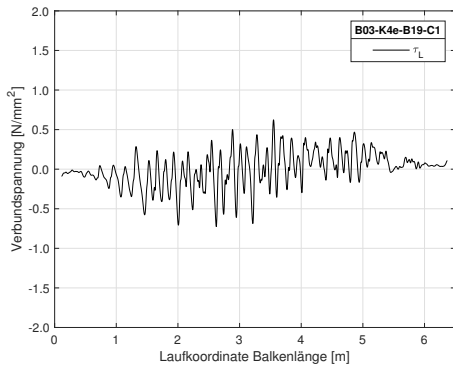
Abb. 6.54: Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) für ausgewählte Zustände - B03-K4e-B19-C1 (links) und B04-K1e-B19-C1 (rechts)



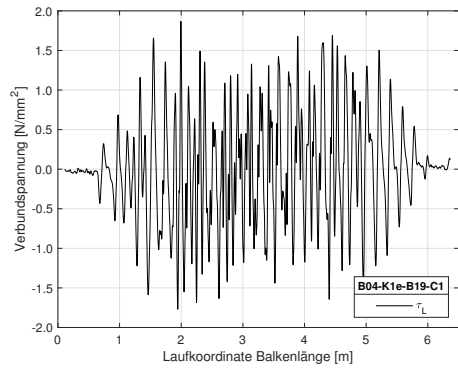
(a) $w = 10 \text{ mm}$



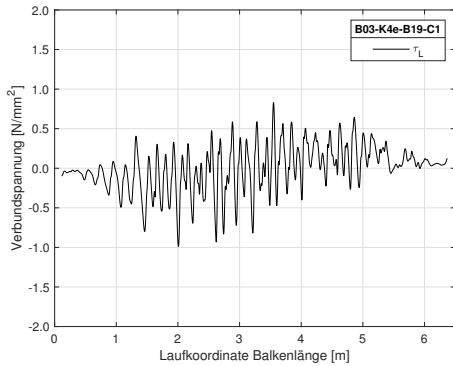
(b) $w = 10 \text{ mm}$



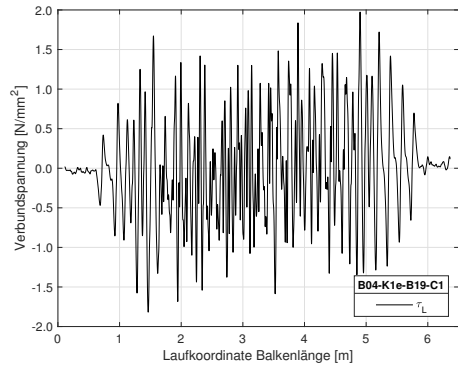
(c) für $w = 20 \text{ mm}$



(d) $w = 20 \text{ mm}$



(e) $w = 25,6 \text{ mm}$



(f) $w = 25,6 \text{ mm}$

Abb. 6.55: Verbund- bzw. Schubspannungsverlauf τ_L über die Verbundlänge x (links) für ausgewählte Zustände - B03-K4e-B19-C1 (links) und B04-K1e-B19-C1 (rechts)

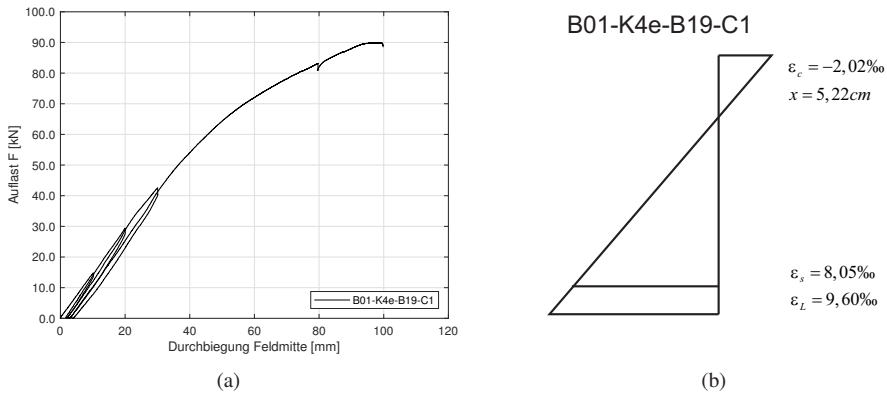


Abb. 6.56: Last-Durchbiegungs-Kurve (a) und Dehnungsverteilung bei Maximallast (b) für B01-K4e-B19-C1



Abb. 6.57: Kohäsionsbruch im Beton bei B01-K4e-B19-C1

Durch die exzentrische Lasteinleitung wurde bei diesem Versuch der Endverankerungsbereich deutlich mehr beansprucht. Dies hätte bei der Verwendung einer steifen Klebschicht wiederum zu einem vorzeitigen Versagen des Verbundes zwischen Lamelle und Beton geführt – eine Plastifizierung der Betondruckzone samt hohem Ausnutzungsgrad der Lamelle wäre nicht möglich gewesen. Letzterer befindet sich selbst auf dem Niveau, das bei den Vier-Punkt-Biegeversuchen erreicht werden konnte, vgl. Abschnitt 6.7.4. Durch den vorzeitigen Kohäsionsbruch auf Höhe der Längsbewehrung konnte die absolute theoretische Leistungsfähigkeit der Zwischenrisselemente nicht demonstriert werden bzw. wurde wiederum nicht maßgebend.

Schubspannungsverteilung über Balkenlänge

Der analog zu Abschnitt 6.7.4 beim Erreichen der Maximallast ermittelten Verbund- bzw. Schubspannungsverlauf ist in Abb. 6.58(a) dargestellt. Ergänzend ist dieser in Abb. 6.58(b) für einen stärker geglätteten Dehnungsverlauf (*Smoothing Parameter* = 0,9) abgebildet.

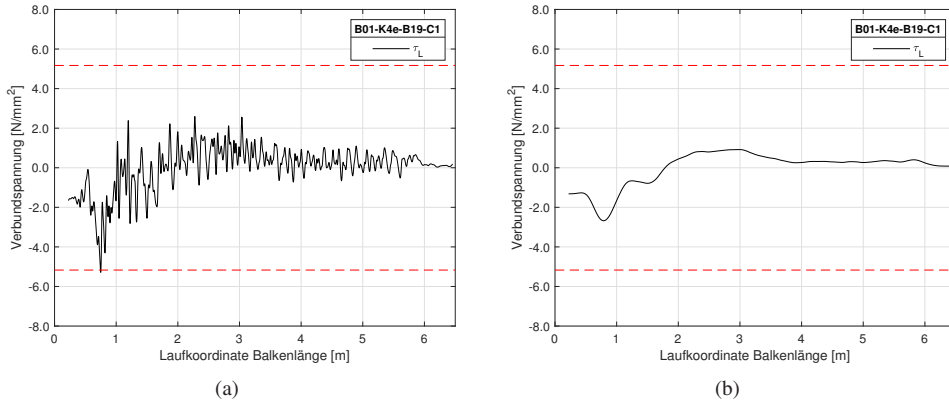


Abb. 6.58: Schubspannungsverteilung über die Balkenlänge bei Maximallast – reeller Verlauf (a) und stark geglättet (b))

Die maximalen Schubspannungen sind hier wiederum auf $1,8 \cdot f_{ctm,surf}$ begrenzt. Dies wurde auch von [67] beobachtet. Werden zur späteren Bemessung vereinfachend konstante Schubspannungen zu Rate gezogen, kann bei diesem System im Bereich fließender Betonstahlbewehrung ein konstanter Wert in Höhe von 50 Prozent von τ_{L1} angenommen werden. Dieser würde über eine Länge von $\approx 910\text{ mm}$ zu der im Experiment erreichten Lamellendehnung von $\varepsilon_L = 9,6$ Promille führen.

6.8 Zusammenfassung der Ergebnisse und Folgerungen für die Bemessung

Aus den Ergebnissen der Verbund- und Bauteilversuche sowie der numerischen Modellierung lassen sich wichtige Erkenntnisse für die Bemessung der elastischen Verstärkungsmaßnahme ziehen. Diese sind aber auf die untersuchte Biegeverstärkung eingeschränkt.

6.8.1 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Tragfähigkeitsbemessung des hier untersuchten Verstärkungssystems kann mit angepassten Parametern des Verbundes analog zu den bisher üblichen Systemen erfolgen. Dies wurde

im Bereich der Einzelrisselemente (Endverankerung) sowie im Bereich der Zwischenrisselemente numerisch und experimentell demonstriert. Durch die massiv gesteigerte Bruchenergie wurde der Verbundwiderstand der Zwischenrisselemente bei den durchgeführten Bauteilversuchen nicht maßgebend – ein Nachweis könnte hier vermutlich entfallen.

Bei verstärkten Biegebauteilen ergibt sich bei diesem Verstärkungssystem keine Änderung des Initialrissbildes bzw. des abgeschlossenen Rissbildes zum unverstärkten Balken. Die Ermittlung des Rissabstandes kann somit mit dem Formelwerk aus dem Stahlbetonbau erfolgen. Durch die Kompatibilität der Verstärkung wirkt die aufgeklebte Bewehrung lediglich als zweite Zugebene – die Bernoulli-Hypothese gilt über alle Belastungszustände ohne lokale Verbundschädigung der Lamelle. Weiterhin ist nur eine geringe Reduktion der Rotations- bzw. Verformungsfähigkeit des Balkens gegeben – limitierender Faktor ist die Plastifizierung der Betondruckzone. Einbußen im Bereich der Biegesteifigkeit durch die gesteigerte Elastizität der Klebschicht konnten nicht festgestellt werden. Dies bedarf aber der weiteren Validierung durch Versuche mit variierendem Bewehrungsgehalt und Geometrien.

6.8.2 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Steigerung der Tragfähigkeit durch aufgeklebte Bewehrung wurde bereits umfänglich demonstriert und diskutiert. Wenn eine Verstärkung zur Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit eingesetzt wird, können allerdings gerade diese Nachweise maßgebend werden. Dies ist ein aus dem Stahlbetonbau bekanntes Phänomen. Die Nachweise im Bereich der Gebrauchstauglichkeit beziehen sich dann auf:

- Durchbiegung,
- Spannungen der Bewehrungselemente (Zug) und der Betondruckzone,
- Rissbildung.

Die entsprechenden Lastfallkombinationen nach der Verstärkungsmaßnahme sollten analog zur entsprechend gültigen Norm gebildet werden. Die üblichen Vereinfachungen wie Homogenisierung des Querschnitts über $\alpha_s = E_s/E_c$ bzw. $\alpha_L = E_L/E_c$ und linear-elastisches Materialverhalten gelten weiterhin. Somit können die bekannten Formelwerke genutzt werden.

Aktuell ist für die Bemessung der Verstärkung, laut [10], die seltene Lastfallkombination für die Bemessung im GZG zu verwenden. Durch die vorhandene Kompatibilität der Verstärkungsmaßnahme und die Duktilität des verstärkten Querschnittes könnte diese, bei dem hier untersuchten System, allerdings auf die quasi-ständige Lastkombination reduziert werden. Dies würde zu einer deutlichen Materialersparnis bezüglich des Lamellenquerschnittes führen und die Wirtschaftlichkeit erhöhen. Beim Nachweis der Rissbreite sollte beachtet werden,

dass sich beim verstärkten Bauteil, wie bereits erwähnt, keine Änderung des Rissbildes zum unverstärkten einstellt.

Werden die verstärkten Balken prozentual im Gebrauchszustand ähnlich ausgenutzt wie dies vor der Verstärkungsmaßnahme der Fall war, ist es gemäß [69, 91] zulässig, die bekannten Erkenntnisse hinsichtlich des Langzeitverhaltens zu übernehmen. Ob dies auch für das hier untersuchte System der Fall ist, bedarf weiterer Untersuchungen. Die hier zum Einsatz kommenden elastischen Klebschichten zeigen bei Dauerlast naturgemäß ein erhöhtes Kriechmaß, auch kalter Fluss genannt. Eine Begrenzung der Rissbreiten auf den zweifachen rein elastischen Schlupf bzw. die entsprechende Verbundspannung ist bei der aktuellen Wissenslage das probate Mittel. Da diese Grenzwerte direkt aus Torsionsschwingversuchen an der reinen Polymerprobe sehr kostensparend ermittelt werden können, kann diese Betrachtung auch auf andere, ähnlich elastische Klebschichten übertragen werden.

6.8.3 Ermüdungsbelastung

Durch die Anwendbarkeit des bekannten Formelwerks (bspw. [10]) ergibt sich auch hier die Möglichkeit, eine derartige Verstärkungsmaßnahme bei zyklisch belasteten Bauwerken einzusetzen. Das von [50] entwickelte und von [63] detailliert untersuchte bzw. ausgebaute Nachweisformat kann vermutlich auch hier angewendet werden. Da bei den in der Literatur dargestellten Ermüdungsversuchen biegeverstärkter Stahlbetonbauteile immer die einbetonierte Bewehrung maßgebend wird, erfolgt ein Nachweis meist weiterhin hinsichtlich einer Begrenzung der Betondruck- bzw. Betonstahlspannungsschwingbreiten. Die lokale Verbundschädigung bis hin zur Entkopplung am Riss führt bei den derzeit üblichen Systemen zu einer Umlagerung der Zugkräfte auf die einbetonierte Bewehrung. Dies geschieht bei dem hier entwickelten elastischen und kompatiblen Verstärkungssystem erst bei sehr großen Rissöffnungen, die bei einer Belastung im Gebrauchszustand nicht auftreten. Die auftretenden Spannungsschwingbreiten teilen sich somit gleichmäßig auf die beiden Bewehrungselemente auf. Hierdurch vergrößert sich die Leistungsfähigkeit und die global aufnehmbare Last steigt signifikant an. Die Spannungsgrenzwerte für einbetonierte Bewehrung und Beton ergeben sich aus den bekannten Normungen. Hinsichtlich der aufgeklebten Bewehrung kann wiederum vereinfachend nachgewiesen werden, dass sich der Verbund noch im linear-elastischen Bereich der VSB befindet. Über die Grenzbetrachtung ergibt sich, analog zu [50], eine aufnehmbare Oberspannung im Textil σ_L^O über das Verhältnis aus elastischer Bruchenergie G_e und Bruchenergie G_F aus Gleichung (6.10):

$$\sigma_L^O = \sqrt{\frac{G_e}{G_F}} \cdot \sigma_{L,max} = \sqrt{\frac{s_{L1}}{s_{L0}}} \cdot \sigma_{L,max} = 0,266 \cdot t_a^{1/4} \cdot \sigma_{L,max} \quad (6.10)$$

Die Verformungsfähigkeit einer dicken, elastischen Klebschicht hängt naturgemäß kaum noch von der Verformungsfähigkeit der Fügepartner oder deren Festigkeiten ab. Als Bezugsgröße der elastischen Verformung ist somit die Klebschichtdicke maßgebend. Bei den hier untersuchten Klebschichtdicken von 2 mm bzw. 5 mm ergibt sich somit ein Grenzwert der Schädigung zu 32 bis 40 Prozent der mittleren Verbundbruchspannung $\sigma_{L,max}$. Diese liegt prozentual gesehen etwas unter der für die derzeit üblichen Systeme (35 bis 46 Prozent). Da aber durch das elastische System $\sigma_{L,max}$ um mehr als das doppelte gesteigert ist, kehrt sich dieser Sachverhalt wieder um. Wird anstatt $\sigma_{L,max}$ die aufnehmbare Spannung $\Delta\sigma_{Lb,max}$ am Zwischenrisselement eingesetzt, kann der Ermüdungsnachweis am Zwischenrisselement erfolgen. Auf der sicheren Seite liegend, kann auch hier der rein elastische Schlupf, welcher sich über den linear-elastischen Bereich des Torsionsschwingversuchs ergibt, zur Ermittlung einer Oberlast herangezogen werden.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Entwicklung und Charakterisierung eines neuartigen Verstärkungssystems für Stahlbetonbauteile, das aus CFK-Lamellen und einem Klebstoff auf Polyurethan-Basis besteht. Das Einsatzgebiet des hier untersuchten Systems ist die Biegeverstärkung von Decken, Unterzügen und Brücken.

Die Ergänzung fehlender Zugbewehrung mit CFK-Lamellen ist seit mehr als dreißig Jahren eine anerkannte Technik. Der spezielle Tragmechanismus der Klebebewehrung erfordert oftmals einen detaillierten Nachweis auf der Ebene des Klebeverbundes über die gesamte Bauteillänge. Im Normalfall versagen verstärkte Stahlbetonbauteile spröde durch das Ablösen der Klebebewehrung samt einer oberflächennahen Betonschicht. Durch die geringe Oberflächenzugfestigkeit des Betons, der das schwächste Glied aller Fügepartner darstellt, ist die am Einzelriss bzw. Endverankerungspunkt über Verbund einleitbare Kraft äußerst begrenzt. Nur durch die Betrachtung aller durch Biegerisse voneinander getrennten Elemente (Zwischenrisselemente) kann über die gesamte Bauteillänge eine zufriedenstellende und wirtschaftliche Tragwirkung der aufgeklebten CFK-Lamelle erreicht werden. Bei den derzeit zugelassenen Systemen wird zudem am Rissquerschnitt eine Spannungskonzentration in der Lamelle über die sehr steife Klebschicht initiiert. Als Folge hiervon wird der lokale Verbund sehr stark beansprucht bzw. schnell geschädigt. Aufgrund fehlender Elastizität und Plastizität der Klebschicht entkoppelt die Lamelle vorzeitig. Hierdurch ergibt sich wiederum eine Spannungsumlagerung auf den einbetonierten Betonstahl, der nun übermäßig beansprucht wird. In diesem unbefriedigendem Interaktionsverhalten der Bewehrungspartner liegt auch der relativ geringe Widerstand solcher Systeme bei wiederholten Be- und Entlastungen begründet. Ein oftmals nicht beachteter Punkt ist die geringe Widerstandsfähigkeit gegenüber Temperaturbeanspruchung. Epoxidharzbasierte Systeme weisen eine Glasübergangstemperatur im Bereich von 40°C bis 60°C auf, sodass ein Durchlaufen dieses Bereiches über die Lebensdauer eines Bauteils durchaus als realistisch einzustufen ist.

Im Rahmen dieser Arbeit wurde aus der Analyse des Tragverhaltens derzeit üblicher Verstärkungssysteme eine optimierte Ideenskizze für das neuartige System erarbeitet. Es sollte sich im Einklang mit dem betonstahlverstärkten Betonbauteil am Lastabtrag beteiligen. Als vielversprechend erwies sich hierbei die Anpassung des Verbundes von Lamelle zu Be-

ton über die Modifikation der Klebschichteigenschaften. Die aus dem Polyurethan-Klebstoff gebildete Klebschicht weist hierbei einen vielfach geringeren Elastizitäts- und Schubmodul als die derzeit verwendeten Epoxidharze auf und fällt unter den Oberbegriff des elastischen Klebens. Weiterhin befindet sich das Polymer bei Raumtemperatur planmäßig über der Glasübergangstemperatur, wodurch ein plötzliches Erweichen bei Erwärmung ausgeschlossen wird. Vielmehr besteht ein linearer Zusammenhang zwischen der Temperatur und den mechanischen Eigenschaften.

Die Demonstration der Effektivität einer solch elastischen bzw. weichen Klebschicht zur Applikation der CFK-Lamellen auf die Zugseite von Stahlbetonbauteilen wurde im Rahmen von numerischen Untersuchungen auf Verbund- und Bauteilebene demonstriert. Zur Abbildung des Verbundes kamen kohäsive Elemente zum Einsatz. Der Rissbildung wurde über die Implementierung diskreter Risse Rechnung getragen, wodurch ein realitätsnahes Bauteilverhalten abgebildet werden konnte. Das Ergebnis der numerischen Untersuchungen ist, dass sich das nach den Vorgaben der Ideenskizze entwickelte Verstärkungssystem durch eine deutlich bessere Interaktion mit dem einbetonierten Betonstahl auszeichnet. Bei Beanspruchung und sich einstellender Rissbildung beteiligt sich die Lamelle im Einklang mit dem Betonstahl am Lastabtrag bzw. der Zugkraftübernahme. Weiterhin wird die vorzeitige Entkopplung durch die Ausweitung des elastischen Verbundverhaltens verhindert.

Die Umsetzung und praktische Demonstration der theoretisch und numerisch entwickelten Ansätze erfolgte im Rahmen von Verbund- und Bauteilversuchen. Der Fokus lag hierbei auf der Untersuchung und Quantifizierung des Einflusses der mechanischen Eigenschaften und der Geometrie der Klebschicht. Es wurden mit zwei verschiedenen CFK-Lamellen insgesamt 26 Endverankerungsversuche mit langer Verbundlänge auf Betonuntergründen drei verschiedener Festigkeiten durchgeführt. Hierbei kamen vier verschiedene Klebstoffe zum Einsatz. Durch die Applikation eines faseroptischen Sensors auf die Oberfläche der CFK-Lamelle und den Einsatz geometrisch optischer Messtechnik gelang es, Dehnungen und Verformungen der Lamelle vollumfänglich zu bestimmen und hieraus die entsprechenden Parameter der bilinearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zu bestimmen. Bei der Verwendung elastischer Klebschichten stellt sich durch die Verformungsfähigkeit derselben und die Vergrößerung der sich am Lastabtrag beteiligenden Fläche eine Zunahme der Verbundbruchenergie um Faktor vier bis sieben bzw. eine Steigerung der Tragfähigkeit am Einzelriss auf das bis zu 2,5fache ein. Der Versagensmodus ist weiterhin das Ausbrechen oberflächennaher Betonschichten. Die Ausweitung des linear-elastischen Verbundbereiches verhindert zudem eine vorzeitige lokale Schädigung und ermöglicht das Abtragen zyklischer bzw. ermüdungsrelevanter Lasten. Das Ergebnis der Endverankerungsversuche ist ein eigener Verbundansatz, der sowohl die Festigkeiten als

auch die Geometrie der Klebschicht beinhaltet. Hierdurch wird die Möglichkeit geboten, das neue System in das bestehende Normenwerk zu implementieren.

Die Übertragbarkeit der in den Verbundversuchen erlangten Erkenntnisse auf das Bauteilverhalten wurde im Rahmen von Drei- und Vier-Punkt-Biegeversuchen an verstärkten Stahlbetonbalken mit einer Länge von 6,50 m realitätsnah gezeigt. Hierbei war es zusätzlich möglich, die verbesserte Interaktion durch die Ermittlung der Verbundkoeffizienten und Reduktion der wirksamen Schubspannungen über die gesamte Bauteillänge zu zeigen. Es zeigte sich eine signifikante Reduktion der Spannungsspitzen in der CFK-Lamelle an den Diskontinuitätsstellen. Durch das kompatible Verstärkungssystem konnte die Verformungsfähigkeit bzw. Duktilität der Balken aufrecht erhalten werden. Weiterhin überstiegen die Bruchlasten jene der mit dem handelsüblichen Klebesystem verstärkten Balken deutlich, wobei keine Einbußen bei der Biegesteifigkeit zu beobachten waren. Durch die gesteigerte Bruchenergie des Verbundsystems Lamelle-Klebschicht-Beton wurde der Nachweis am Zwischenrisselement nicht mehr maßgebend.

Die hier vorgestellte Arbeit stellt die Grundlage einer neuartigen Verstärkung mit geklebten CFK-Lamellen dar. Durch die grundlegende Änderung des verwendeten Klebstoffes, der eine elastische Klebschicht mit ausgeprägter Plastizität ausbildet, wird das Verbundverhalten der geklebten dem der einbetonierten Bewehrung über sämtliche Beanspruchungs- und Rissbildungsstadien angenähert. Zusätzlich wird die über Verbund übertragbare Kraft durch die Vergrößerung der aktivierten Verbundflächen gesteigert. Durch die Ausweitung des elastischen Verbundbereiches wird ein nennenswerter Widerstand gegenüber Ermüdungsbelastung erreicht. Die erhöhte Widerstandsfähigkeit bei Temperaturbelastung, ist als überaus positiv zu beurteilen. Das hier entwickelte und untersuchte Verstärkungssystem kann wie der übliche Stahlbeton, der um eine zweite Zugebene erweitert wurde, betrachtet und bemessen werden. Dies bedarf aber noch weiterer Untersuchungen, da vor allem eine zyklische Belastung im Rahmen dieser Arbeit nur angerissen wurde. Weiterhin konnten keine Untersuchungen zur Dauerstandfestigkeit derartiger elastischer Klebungen durchgeführt werden, so dass derzeit noch mit den in der Literatur auffindbaren Abminderungsfaktoren gearbeitet werden muss. Durch Torsionsschwingversuche an der reinen Polymerprobe, ist es aber möglich einen rein linear-elastischen Belastungsbereich festzulegen, bei dem keinerlei Kriech- oder Schädigungseffekte auftreten.

A Anhang

A.1 Zugprüfungen CFK-Lamellen

A.1.1 Normbedingungen

Tab. A.1: mechanische Kennwerte Laminat C1 mit 15 mm Breite

Probe-Nr.	Bruchlast	Bruchspannung	Bruchdehnung	Sekantenmodul
	F_{Lu} [kN]	σ_{Lu} [N/mm ²]	ϵ_{Lu} [%]	E_L [N/mm ²]
C1-1	61,32	2920,05	1,68	175808
C1-2	64,01	3048,16	1,76	173612
C1-3	57,83	2753,82	$\geq 1,50$	≥ 165000
C1-4	57,64	2744,89	1,61	166768
C1-5	62,02	2459,93	$\geq 1,50$	166768
Mittelwert	61,25	2793,25	1,68	170739

Tab. A.2: mechanische Kennwerte Laminat C2 mit 10 mm Breite

Probe-Nr.	Bruchlast	Bruchspannung	Bruchdehnung	Sekantenmodul
	F_{Lu} [kN]	σ_{Lu} [N/mm ²]	ϵ_{Lu} [%]	E_L [N/mm ²]
C2-10-1	46,02	2991,24	$\geq 1,50$	175086
C2-10-2	48,12	2966,02	$\geq 1,50$	≥ 160000
C2-10-3	42,49	2687,27	$\geq 1,50$	179187
C2-10-4	46,05	2777,58	$\geq 1,50$	≥ 160000
C2-10-5	39,98	2781,03	$\geq 1,50$	≥ 160000
Mittelwert	44,53	2840,63	$\geq 1,50$	177137

Tab. A.3: mechanische Kennwerte Laminat C2 mit 15 mm Breite

Probe-Nr.	Bruchlast F_{Lu} [kN]	Bruchspannung σ_{Lu} [N/mm ²]	Bruchdehnung ε_{Lu} [%]	Sekantenmodul E_L [N/mm ²]
C2-15-1	68,39	3052,82	1,64	175086
C2-15-2	66,28	2966,02	$\geq 1,50$	≥ 160000
C2-15-3	60,30	2687,27	$\geq 1,50$	169715
C2-15-4	61,76	2777,58	1,57	179651
C2-15-5	62,38	2781,03	$\geq 1,50$	≥ 160000
Mittelwert	63,83	2852,94	1,61	175200

A.1.2 ph-Lagerung 13,7

Tab. A.4: mechanische Kennwerte Laminat C1 mit 10 mm Breite nach pH-Lagerung bei 13,7

Probe-Nr.	Bruchlast F_{Lu} [kN]	Bruchspannung σ_{Lu} [N/mm ²]	Bruchdehnung ε_{Lu} [%]	Sekantenmodul E_L [N/mm ²]
C1-1	42,95	2784,91	1,85	169646
C1-2	38,41	2702,23	1,75	170501
C1-3	40,40	2656,15	1,71	163348
C1-4	41,08	2844,88	1,65	174375
C1-5	44,96	3035,79	1,74	173273
C1-6	46,08	3013,73	1,78	177814
C1-7	40,29	2849,36	1,75	167113
C1-8	38,36	2577,96	1,68	173387
C1-9	36,91	2746,28	1,79	174748
C1-10	42,69	2821,55	1,77	175436
Mittelwert	41,21	2803,28	1,75	171964

A.2 Endverankerungsversuche

A.2.1 Versuchsreihe K1e-B1-C1

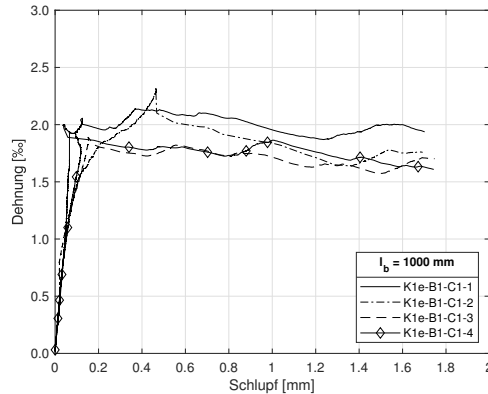


Abb. A.1: Versuchsreihe K1e-B1-C1

A.2.2 Versuchsreihe K2-Ie-B1-C1

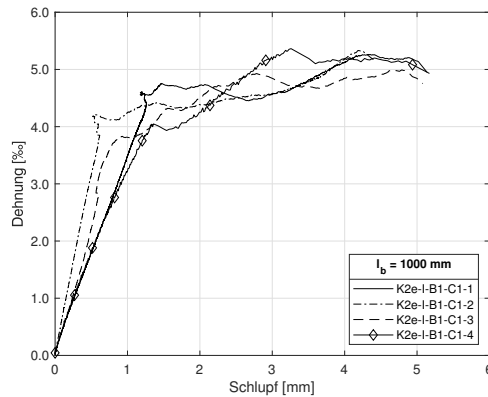


Abb. A.2: Versuchsreihe K2e-I-B1-C1

A.2.3 Versuchsreihe K3e-B3-C1

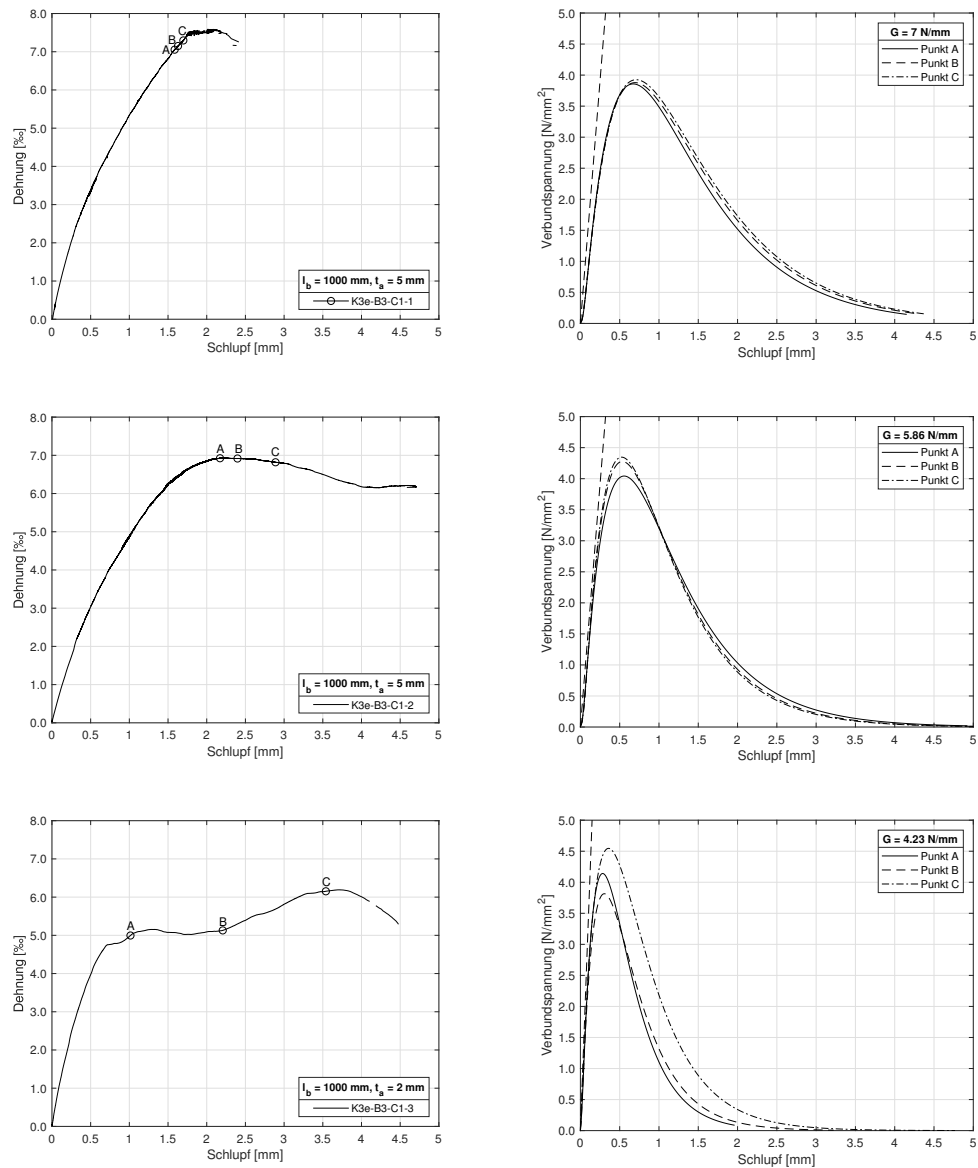


Abb. A.3: Versuchsreihe K3e-B3-C1 - Dehnungs-Schlupf-Kurven (links) und entsprechende Verbundspannungs-Schlupf-Kurven (rechts)

A.2.4 Versuchsreihe K3e-B3-C2

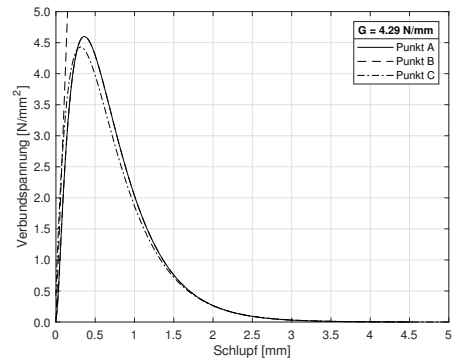
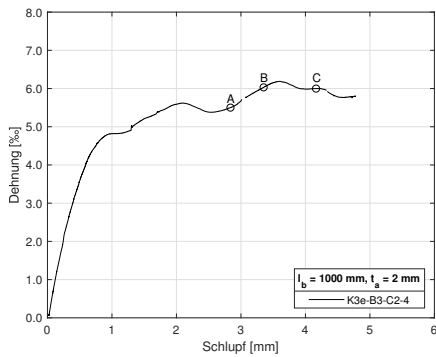
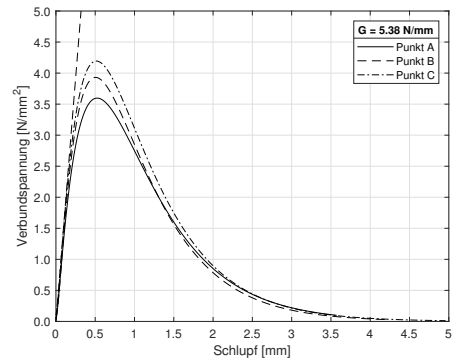
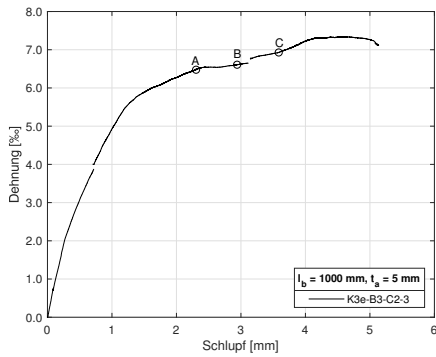
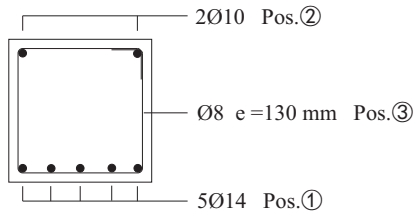


Abb. A.4: Versuchsreihe K3e-B3-C2 - Dehnungs-Schlupf-Kurven (links) und entsprechende Verbundspannungs-Schlupf-Kurven (rechts)

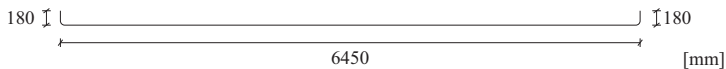
A.3 Bewehrungspläne der Bauteilversuche

Bewehrungsplan

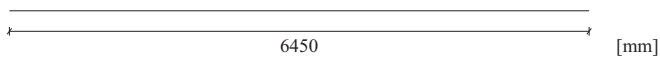
$c_{\text{nom}} = 25 \text{ mm}$



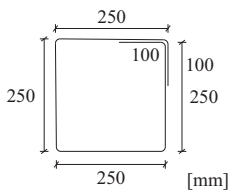
Pos. ① (5 Stk.) ; Biegerolldurchmesser $D = 4\phi$



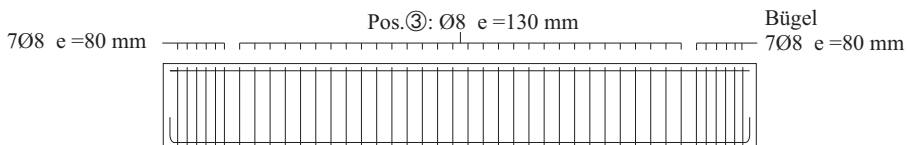
Pos. ② (2 Stk.)



Pos. ③ (49 Stk.)



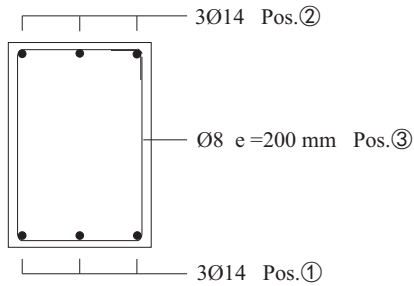
Balken: 6500 x 300 x 300 mm



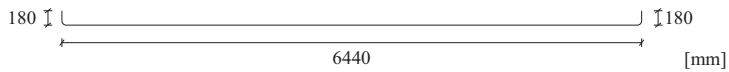
$$\Sigma \text{ Bügel} = 14 + \left(\frac{5,23}{0,13} + 1 \right) = 55 \text{ Stk.}$$

Abb. A.5: Balkentyp B18 - Bewehrungsplan

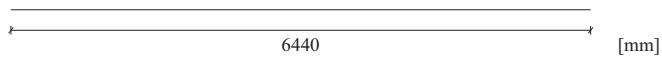
Bewehrungsplan



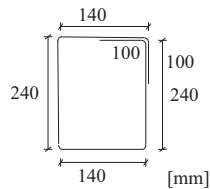
Pos. ① (3 Stk.) ; Biegerollendurchmesser $D = 4\varnothing$



Pos. ② (3 Stk.)



Pos. ③



Balken: 6500 x 200 x 300 mm

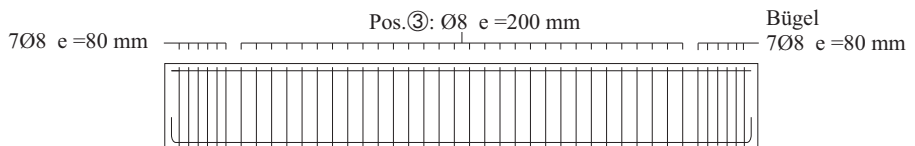


Abb. A.6: Balkentyp B19 - Bewehrungsplan

A.4 Rissbilder der Bauteilversuche

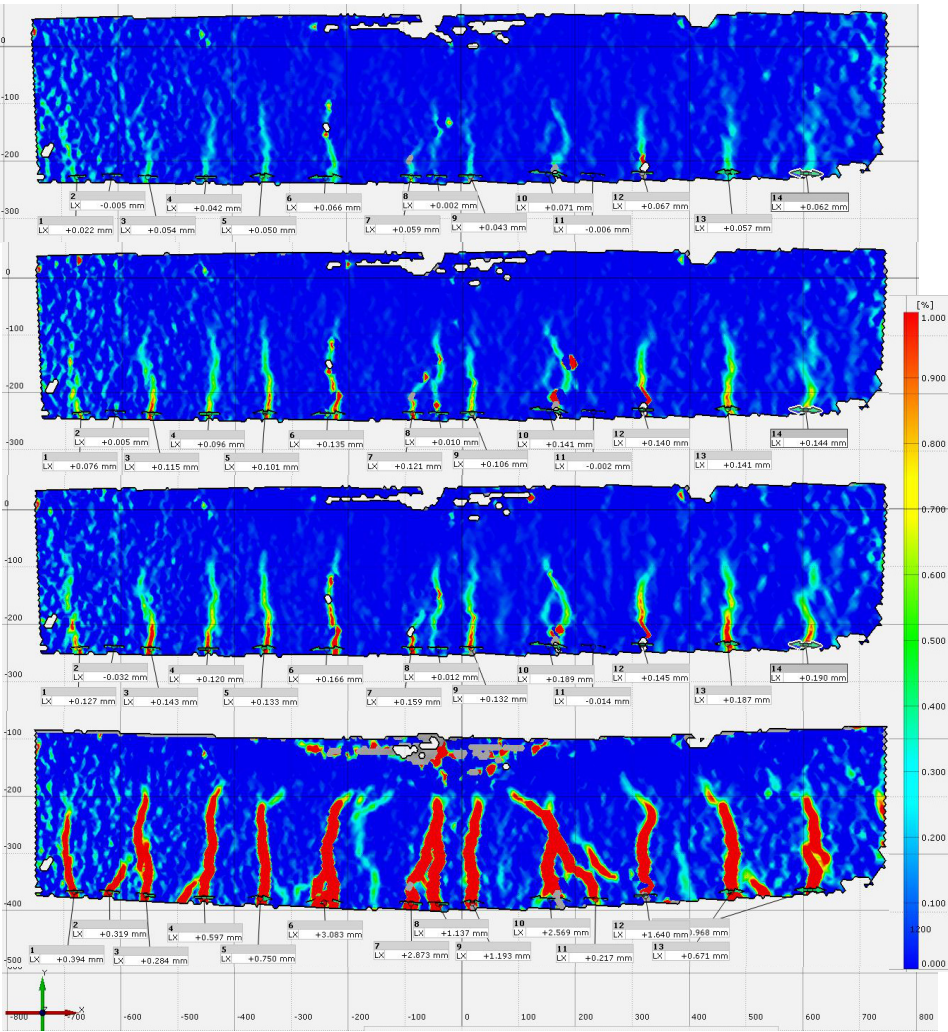


Abb. A.7: B01-K4e-B18-C2 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm, 25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten)

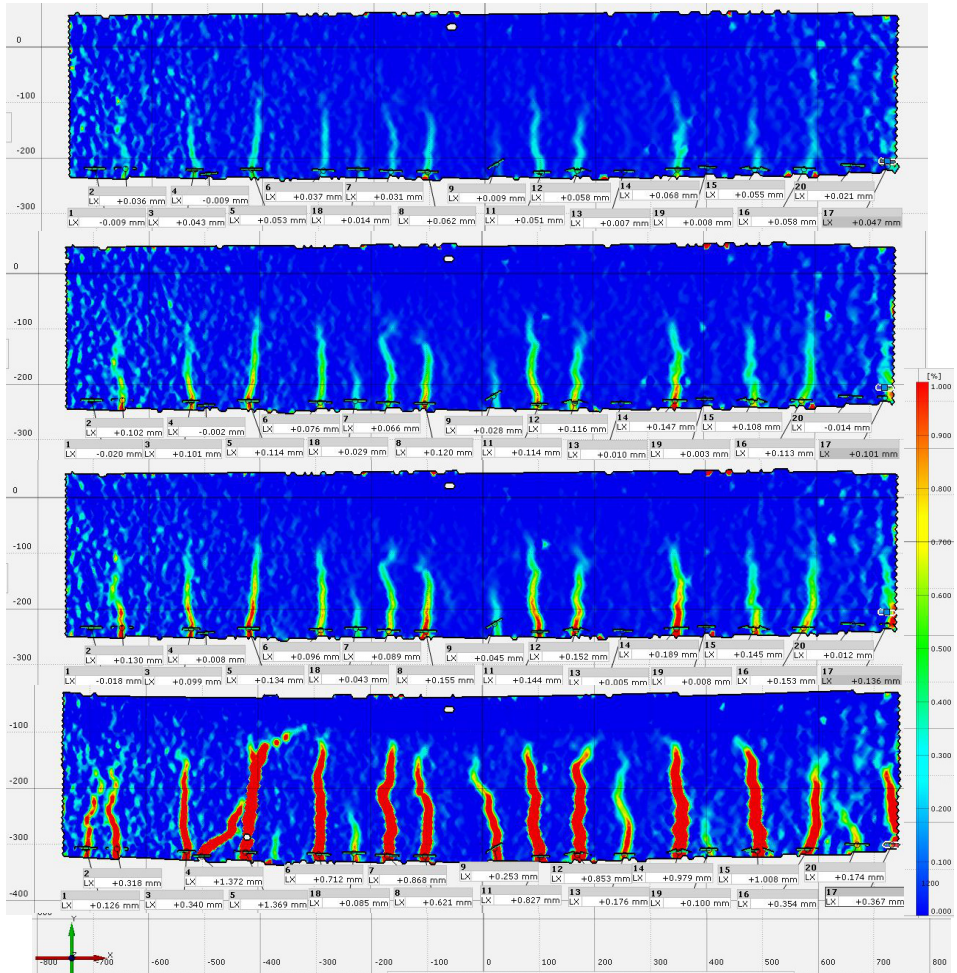


Abb. A.8: B02-K1e-B18-C2 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm, 25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten)

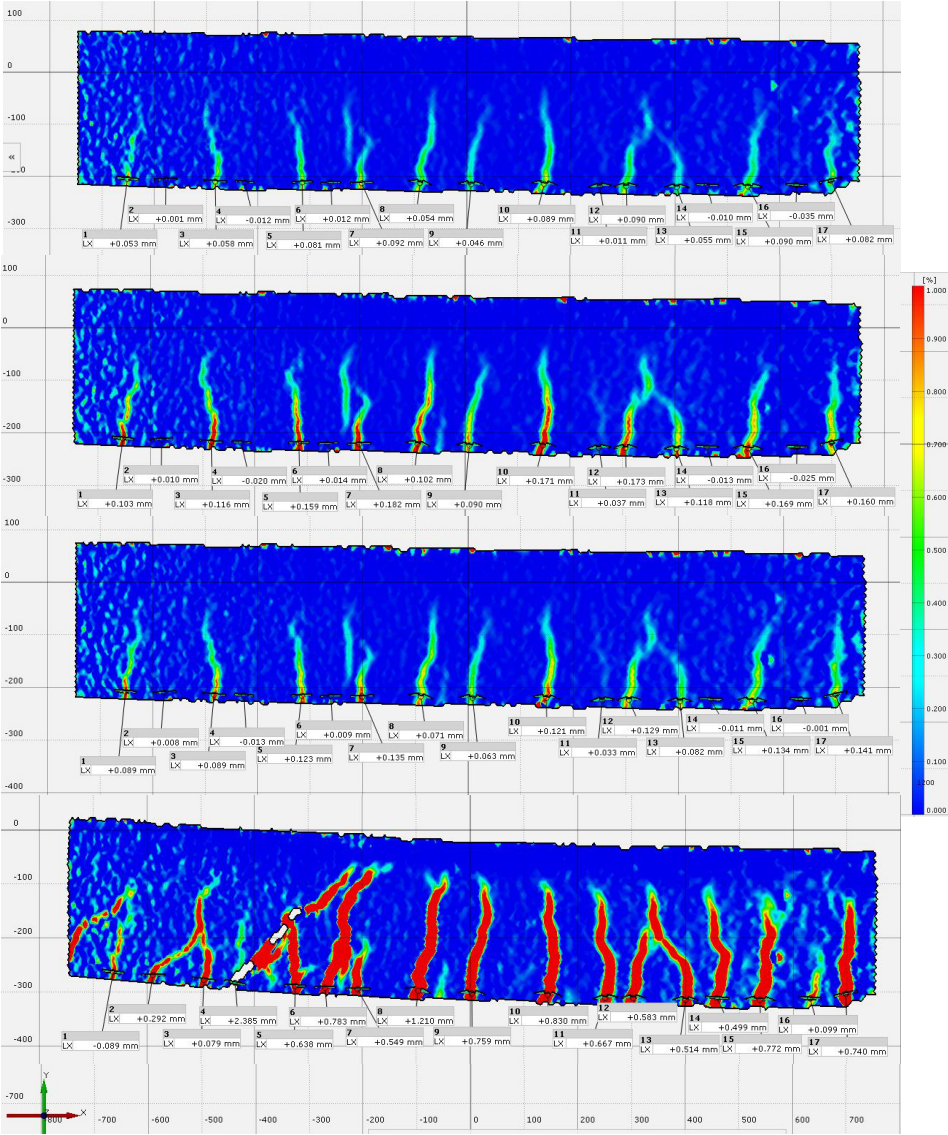


Abb. A.9: B01-K4e-B19-C1 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm, 25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten)

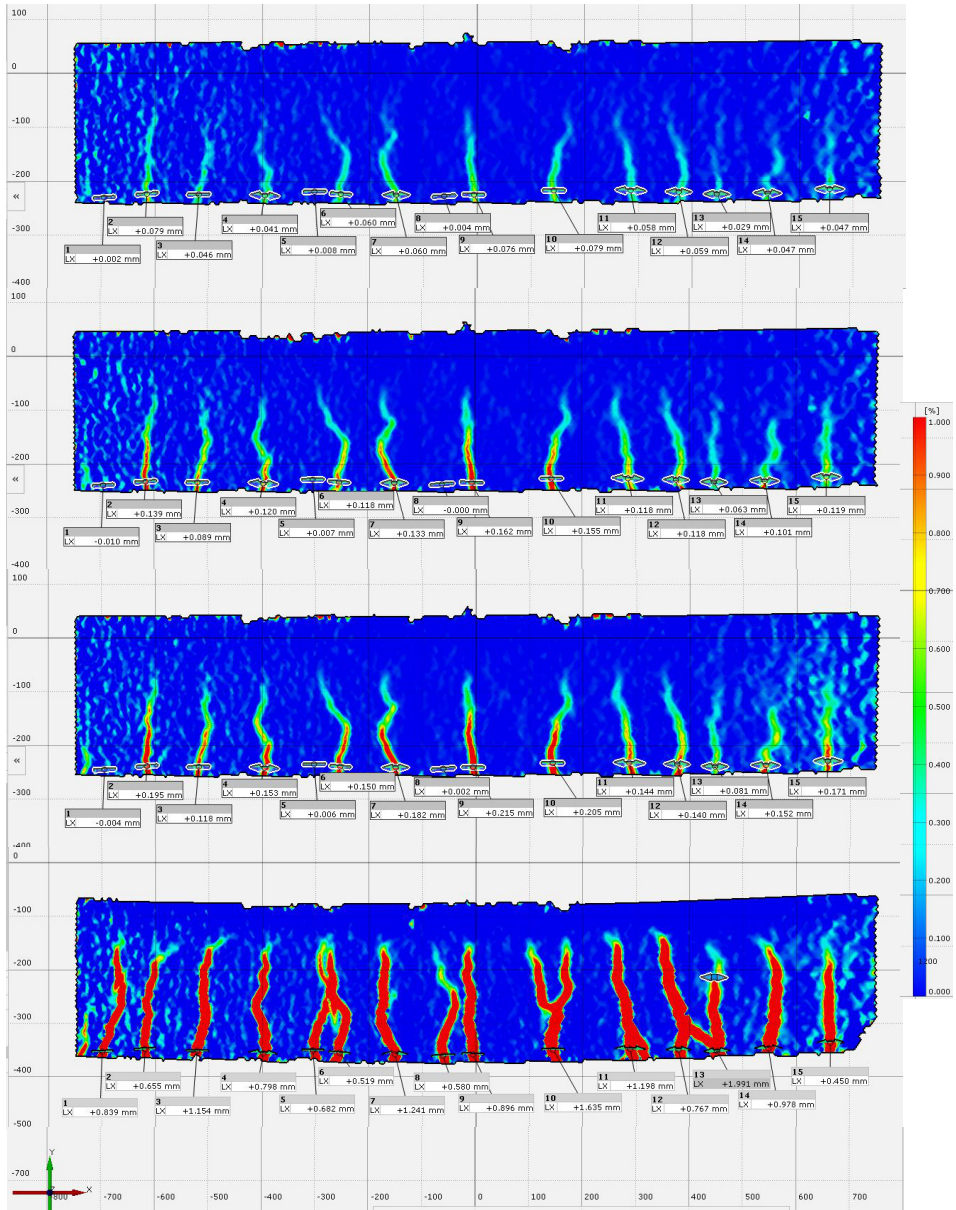


Abb. A.10: B03-K4e-B19-C1 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm, 25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten)

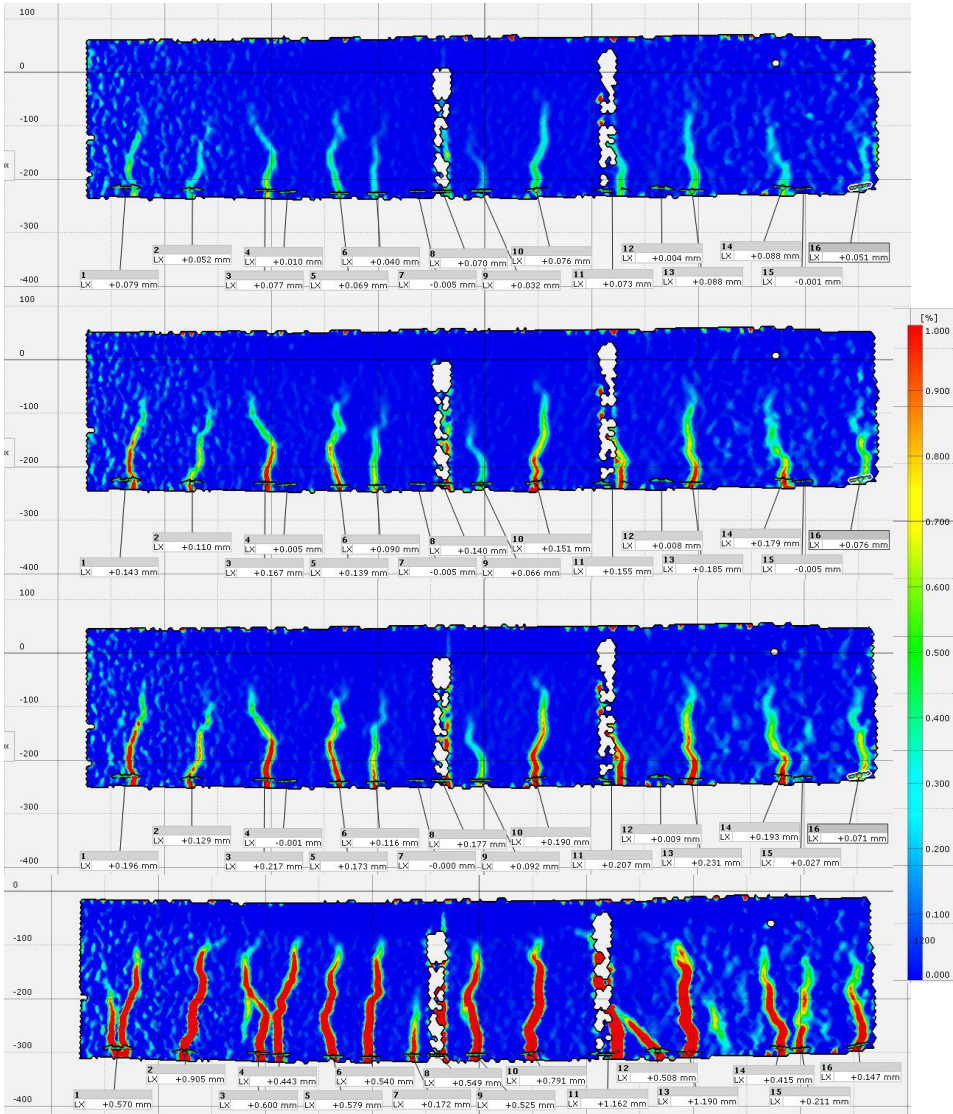


Abb. A.11: B04-K1e-B19-C1 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm, 25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten)

Abbildungsverzeichnis

2.1	Betrachtungsebenen der Struktur und des Verhaltens von Beton – v.l.n.r: Mikro-, Meso- und Makroebene [101]	6
2.2	Beton unter einachsialem Druck – Spannungs-Dehnungs-Beziehung [101]	7
2.3	Beton unter einachsialem Zug – Lokalisierung der Rissbildung [101]	8
2.4	Spannungs-Dehnungs-Kurven Betonstahl – warmgewalzt (links) und kaltverformt (rechts) [64]	10
2.5	Kohlenstofffasern - ein Material mit kurzer Historie [73]	13
2.6	Berechnung von Speicher- und Verlustmodul [48]	19
2.7	Schubverformung in einer Klebschicht [48]	20
2.8	Schubverformung bei dünnen und dicken Klebschichten [48]	21
2.9	Zeitabhängige Klebschicht-Gleitung (Kriechen) eines Epoxidharzklebstoffs im Zeitstandversuch bei Raumtemperatur [48]	23
2.10	Zusammenhang zwischen Reaktionszeit und Aushärtungstemperatur in einem Reaktionsklebstoff [49]	26
2.11	Spannungsverteilung einer einschnittig überlapptem Klebung mit verformungsarmem Epoxidharz (links) und elastischem 1K-PUR (rechts) - Computersimulation nach [60]	27
2.12	Einfluss der Klebschichtdicke auf das Spannungs-Dehnungs-Verhalten einer dicken, elastischen Klebung aus [48] nach [60]	28
3.1	Stahlbetonzugglied: Kraft-Längenänderungs-Diagramm (a), Dehnungsverläufe bei Einzelrissbildung (b) und abgeschlossenem Rissbild (c) nach [101]	30
3.2	Verbundmechanismen gerippten Betonstahls nach [38]	32
3.3	räumlicher Spannungszustand [101]	33
3.4	Gleichgewicht am differentiellen Stabelement	34
3.5	<i>RILEM RC5 pull-out test</i> nach [101]	35
3.6	Analytische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [11]	36
3.7	Bilineares starr-ideal plastisches Verbundgesetz nach [86]	38
3.8	lamellenverstärktes Betonzugglied - Querschnitt, Last-Verlängerungs-Kurve und Dehnungsverlauf Lamelle nach mehrfacher Rissbildung	39

3.9	Verbundmechanismen aufgeklebter Bewehrungselemente	40
3.10	verschiedene Entkopplungsebenen im Beton	41
3.11	differentielles Verbundelement aufgeklebter Bewehrung (links) und exemplarische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (rechts) nach [94]	41
3.12	Übersicht über die verschiedenen Möglichkeiten zur Durchführung von idealisierten Endverankerungsversuchen aus [100]	43
3.13	typische Kraft-Schlupf-Kurve zweier Endverankerungsversuche (links) und Textildehnung über die Verbundlänge im Bereich des Lastplateaus (rechts) aus [89] . .	44
3.14	ausgewählte Verbundansätze für aufgeklebte Bewehrung (schematisch)	45
3.15	<i>bilinearer</i> Verbundansatz	46
3.16	Bruchspannung im Textil je nach Breitenverhältnis [89]	49
3.17	Verbundkraftübertragung der aufgeklebten Bewehrung bei verstärkten Biegebauteilen [100]	53
3.18	Verbundkraftübertragung am Zwischenrisselement für CFK-Lamellen nach [75] . .	55
3.19	Maximale Krümmung für verstärkte Querschnitte [20]	56
3.20	differentielles Verbundelement aufgeklebter Bewehrung (links) und exemplarische Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (rechts) nach [94]	58
3.21	V Versuchsergebnisse an lamellenverstärkten Stahlbetonzuggliedern [102]	60
4.1	Rissüberbrückung durch Schubverformung in der Klebschicht nach [20]	64
4.2	V Versuchsergebnisse von Derkowski [34]	67
5.1	Definition Verbund Betonstahl-Beton	72
5.2	Validierung der Eingabeparameter für den Verbund Betonstahl-Beton	73
5.3	Vergleich ABAQUS und DGL-Löser (MATLAB®)	74
5.4	implementiertes Zugtragverhalten Beton bei DCM	76
5.5	Vergleich der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen	77
5.6	Validierung Parameter DCM mit Biegezugversuch	78
5.7	Abaqus – Zugspannungszustand entlang Bauteilachse bei Höchstlast	78
5.8	Zugspannungs-Schlupf-Kurven je nach Klebschicht	80
5.9	Schubspannungsverteilung (links) und Dehnungsverteilung (rechts) bei maximaler Zugspannung	81
5.10	Dehnungsverteilung über Verbundlänge für 97 Prozent der Verbundbruchspannung $f_{bL,max}$	82
5.11	Schubspannungsverteilung (links) und Dehnungsverteilung (rechts) bei der jeweiligen Spannung	83
5.12	Verwendetes ZRE Modell mit Lamellenbewehrung (blau)	84

5.13	Aufnehmbare Lamellenspannungsdifferenz am Zwischenrisselement	85
5.14	Verwendetes ZRE Modell mit gemischter Bewehrung	86
5.15	Dehnungsverhältnis (links) und Schubspannungsverteilung (rechts) über Verbundlänge	87
5.16	Verbundkoeffizienten λ_L und λ_s je Rissöffnung w_r	89
5.17	Skizze modellierter Stahlbetonbalken RC-C20	91
5.18	Modellierter Stahlbetonbalken mit Stellen möglicher Rissbildung (farbig) [83] . . .	91
5.19	Last-Verformungs-Kurve Biegebalken C20/25	92
5.20	Spannungszustand S33 in Längsrichtung des Balkens je nach Auflast F	93
5.21	Modellierter verstärkter Stahlbetonbalken [83]	93
5.22	Modellierter verstärkter Stahlbetonbalken [83]	94
5.23	Dehnungsverhältnis über Balkenlänge	95
5.24	Schubspannungen über Balkenlänge	96
6.1	Beispiele für Sprühmuster [79]	102
6.2	Schematischer Faseraufbau: 3D-Darstellung (links) und Schnitt mit Abmessungen (rechts) [96]	103
6.3	Endverankerung - Haftzugfestigkeit in Abhängigkeit vom Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit	105
6.4	verwendete CFK-Laminate C1 und C2	106
6.5	Zugversuche nach DIN EN 2561	107
6.6	charakteristisches Versagensbild CFK-Laminat	108
6.7	typisches Spannungs-Dehnungs-Diagramm	108
6.8	Haftzuguntersuchungen am applizierten Verstärkungssystem	111
6.9	Haftzuguntersuchungen am applizierten Verstärkungssystem	112
6.10	Haftzuguntersuchungen am applizierten Verstärkungssystem - thermisch beaufschlagt	113
6.11	Bruchbild - Haftzuguntersuchungen low-cycle fatigue am applizierten Verstärkungssystem	113
6.12	Versuchsaufbau: Druck-Zug-Einzellaschenkörper	115
6.13	typischer kohäsiger Versagensmechanismus aller Versuche	119
6.14	Vergleich von rechnerisch nach [74] $G_{F,calc}$ und experimentell ermittelter Bruchenergie $G_{F,exp}$ für K1e	120
6.15	Dehnungs-Schlupf-Kurven – Versuchsreihe K1e-B3-C1	120
6.16	K1e-B3-C1-1 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.15(a)	122

6.17	K1e-B3-C1-2 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.15(b)	123
6.18	Vergleich von experimentell ermittelten VSB und bilinearem Ansatz für K1e	124
6.19	Vergleich der Versuchskurven mit numerischer Lösung (bilinearem Ansatz) für Punkt A aus Abb. 6.17(a)	125
6.20	typischer kohäsiger Versagensmechanismus – Vergleich K1e und K2e-I	126
6.21	Vergleich von rechnerisch nach [74] und experimentell ermittelter Bruchenergie für K2e	126
6.22	Dehnungs-Schlupf-Kurven – Versuchsreihe K2e-I-B1-C1	127
6.23	K2e-B1-C1-4 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.22(b)	129
6.24	Vergleich von experimentell ermittelten VSB und bilinearem Ansatz für K1e	130
6.25	Vergleich der Versuchskurven mit numerischer Lösung (bilinearer Ansatz) für Punkt B aus Abb. 6.22(b)	130
6.26	Blasen- und Schlierenbildung durch Lufteinschlüsse eingetragen durch händischen Mischvorgang	131
6.27	Bruchbilder Endverankerungsversuche Versuchsreihe K3e	132
6.28	Detail Betonoberfläche Bruch ergänzende Versuchsreihe Stahllaschen	132
6.29	Vergleich von rechnerisch nach [102] und experimentell ermittelter Bruchenergie für K3e	133
6.30	Dehnungs-Schlupf-Kurven – Versuchsreihe K3e-B3-C2	134
6.31	K3e-B3-C2-1 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.30(a)	135
6.32	K3e-B3-C2-2 – Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) und hieraus ermittelte VSB (rechts) für die Punkte A, B und C aus Abb. 6.30(b)	136
6.33	Vergleich von experimentell ermittelten VSB und bilinearem Ansatz für K3e je nach Klebschichtdicke	137
6.34	Vergleich Experiment mit bilinearem Ansatz	139
6.35	Vergleich K3e (durchgezogene Linie) und K1e (gestrichelt)	141
6.36	Versuchsaufbau Bauteilversuche - Prinzipskizzen	144
6.37	Versuchsaufbau Bauteilversuche - Gesamtübersicht und Detailbilder	147
6.38	Versagensmodus des mit K1e verstärkten Balkentyps B18	148
6.39	Versagensmodus des mit K4e verstärkten Balkentyps B18	148
6.40	Last-Durchbiegungs-Kurve Bauteilversuche B01-K1e-B18-C2 und B02-K3e-B18-C2	149

6.41	Dehnungsverteilungen für B01-K4e-B18-C2 und B02-K1e-B18-C2 bei Erreichen der Maximallast	149
6.42	im Experiment gemessene Lamellendehnung über Bauteillänge bei Erreichen der Maximallast	150
6.43	Last-Durchbiegungs-Kurve Bauteilversuche	151
6.44	Typischer Versagensmodus der mit K1e verstärkten Biegebauteile	151
6.45	versagen-induzierender Biegeschubriss bei B04-K1e-B19-C1	151
6.46	Typischer Versagensmodus der mit K4e verstärkten Biegebauteile	152
6.47	Dehnungsverteilungen für B04-K4e-B19-C1 und B03-K4e-B19-C1 bei Erreichen der Maximallast	153
6.48	ermittelte Spannungsdifferenzen am Zwischenrisselement über die Lamellengrundspannung	154
6.49	Detektion Entkopplungsvorgang K1e und ermittelte Spannungsdifferenzen kurz vor Entkopplung	154
6.50	Umlagerungsfaktoren f_L	155
6.51	Entwicklung des Verbundkoeffizienten λ_L im Bereich der maximalen Tragfähigkeit	156
6.52	Entwicklung des Verbundkoeffizienten λ_L im GZG	157
6.53	Schubspannungsverteilung über die Balkenlänge bei der jeweiligen Maximallast	158
6.54	Dehnungsverlauf ε_L über die Verbundlänge x (links) für ausgewählte Zustände - B03-K4e-B19-C1 (links) und B04-K1e-B19-C1 (rechts)	159
6.55	Verbund- bzw. Schubspannungsverlauf τ_L über die Verbundlänge x (links) für ausgewählte Zustände - B03-K4e-B19-C1 (links) und B04-K1e-B19-C1 (rechts)	160
6.56	Last-Durchbiegungs-Kurve (a) und Dehnungsverteilung bei Maximallast (b) für B01-K4e-B19-C1	161
6.57	Kohäsionsbruch im Beton bei B01-K4e-B19-C1	161
6.58	Schubspannungsverteilung über die Balkenlänge bei Maximallast – reeller Verlauf (a) und stark geglättet (b))	162
A.1	Versuchsreihe K1e-B1-C1	173
A.2	Versuchsreihe K2e-I-B1-C1	173
A.3	Versuchsreihe K3e-B3-C1 - Dehnungs-Schlupf-Kurven (links) und entsprechende Verbundspannungs-Schlupf-Kurven (rechts)	174
A.4	Versuchsreihe K3e-B3-C2 - Dehnungs-Schlupf-Kurven (links) und entsprechende Verbundspannungs-Schlupf-Kurven (rechts)	175
A.5	Balkentyp B18 - Bewehrungsplan	176
A.6	Balkentyp B19 - Bewehrungsplan	177

A.7 B01-K4e-B18-C2 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm,
25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten) 178

A.8 B02-K1e-B18-C2 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm,
25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten) 179

A.9 B01-K4e-B19-C1 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm,
25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten) 180

A.10 B03-K4e-B19-C1 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm,
25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten) 181

A.11 B04-K1e-B19-C1 - Rissbilder für Durchbiegung in Feldmitte 10 mm, 20 mm,
25,6 mm und kurz vor Versagen (von oben nach unten) 182

Tabellenverzeichnis

2.1	Kombinationen von Werkstoffen bei einer Faserverstärkung [55]	12
2.2	Mechanische Eigenschaften Faserwerkstoffe nach [33]	15
3.1	Parameter Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung nach [11]	37
3.2	Parameter für bilineares Verbundgesetz	47
3.3	Verbundkoeffizienten der Bewehrungsstränge nach [20]	61
4.1	Verbundsteifigkeiten $K_{1,s}$ von einbetoniertem, gerippten Betonstahl je nach Riss- öffnung w_r und Betongüte	65
4.2	Untersuchte Klebstoffe [34]	66
4.3	Zielparameter der optimierten Klebschicht	70
5.1	Parameter zur Validierung der Verbundmodellierung aufgeklebter Textilien	74
5.2	Parameter zur Beschreibung des Zugtragverhaltens mittels DCM	76
5.3	Inputparameter der Kontaktelemente zur Definition der Klebschichteigenschaften	79
5.4	Verbundbruchspannungen und effektive Verbundlängen – Numerik (N) und DAfStb- RiLi (R) [10]	81
5.5	Zugspannungen σ_L in Lamelle je Rissöffnung an Lasteinleitungsstelle [N/mm ²]	88
5.6	Geometrie Stahlbetonbalken RC-C20	90
5.7	Geometrie verstärkter Stahlbetonbalken (SRC - C20)	94
6.1	Übersicht Versuchsprogramm	100
6.2	Bezeichnungen der Einzelkomponenten	101
6.3	Betondruckfestigkeiten Versuchskörper	105
6.4	mittlere mechanische Kennwerte Lamine C1 und C2	108
6.5	Ergebnisse Knochenprüfstäbe nach DIN EN 527-2	109
6.6	Ergebnisse Knochenprüfstäbe für K3e nach DIN EN 527-2 je nach Temperatur	110
6.7	Übersicht Endverankerungsversuche mit CFK-Lamellen	114
6.8	Abmessungen Endverankerungsversuche	115
6.9	Vergleich der eingestellten Klebschichtdicken	130
6.10	Vergleich der Bruchenergien	137

6.11 Vergleich Kennwerte der bilinearen Ansätze	138
6.12 Vergleich Kennwerte der bilinearen Ansätze für Versuchsreihe B3	140
6.13 Untersuchte Zustände - Vergleich K1e und K3e	140
6.14 Übersicht der Bauteilversuche zur Biegeverstärkung	143
A.1 mechanische Kennwerte Laminat C1 mit 15 mm Breite	171
A.2 mechanische Kennwerte Laminat C2 mit 10 mm Breite	171
A.3 mechanische Kennwerte Laminat C2 mit 15 mm Breite	172
A.4 mechanische Kennwerte Laminat C1 mit 10 mm Breite nach pH-Lagerung bei 13,7	172

Literaturverzeichnis

- [1] *DIN EN 1542:1999-07, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken_ - Prüfverfahren_ - Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch; Deutsche Fassung EN_1542:1999*
- [2] *DIN EN 1766:2017-05, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken_ - Prüfverfahren_ - Referenzbetone für Prüfungen; Deutsche Fassung EN_1766:2017*
- [3] *Luft- und Raumfahrt - Kohlenstoffaserverstärkte Kunststoffe - Unidirektionale Lamine - Zugprüfung parallel zur Faserrichtung; Deutsche Fassung EN 2561:1995*
- [4] *Prüfung von Festbeton.* Juli 2009. Berlin, (Deutsche Norm)
- [5] *Deutsche Normen DIN.* Bd. 53445: *Torsionsschwingungsversuch: Torsion pendulum test.* Nov. 1965. Berlin : Beuth, 1965
- [6] *RILEM technical recommendations for the testing and use of construction materials.* London : E & FN Spon, 1994. – ISBN 0–419–18810–X
- [7] *Dokumentation SIA.* Bd. D0209: *Klebebewehrung: Einführung in die Norm SIA 166.* Zürich : SIA, 2004. – ISBN 3908483921
- [8] *Bulletin / International Federation for Structural Concrete State-of-art report.* Bd. 42: *Constitutive modelling of high strength/high performance concrete.* Lausanne : fib, 2008. – ISBN 978–2–88394–082–6
- [9] *Bulletin / International Federation for Structural Concrete Manual, textbook.* Bd. 53: *Structural concrete: Textbook on behaviour, design and performance.* 2. ed. Lausanne : International Federation for Structural Concrete (fib), 2010. – ISBN 978–2–88394–093–2
- [10] *DAfStb-Richtlinie Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung.* Ausgabe März 2012. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2012

- [11] *Bulletin / International Federation for Structural Concrete Draft model code*. Bd. 65: *Model Code 2010: Final draft*. Lausanne : International Federation for Structural Concrete, 2012. – ISBN 9782883941052
- [12] 440, A. C.: *ACI*. Bd. 440.2R-17: *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. Farmington Hills, MI : American Concrete Institute, 2017. – ISBN 1945487593
- [13] ADAI, Jianguo ; UEDA, Tamon ; SATO, Yasuhiko: Development of the Nonlinear Bond Stress–Slip Model of Fiber Reinforced Plastics Sheet–Concrete Interfaces with a Simple Method. In: *Journal of Composites for Construction* 9 (2005), Nr. 1, S. 52–62. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2005\)9:1\(52\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:1(52)). – DOI 10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:1(52). – ISSN 1090-0268
- [14] AGUIAR, J. L. ; CAMÕES, Aires: Service life of concrete structures rehabilitated with polymers. In: *Restoration of Buildings and Monuments, An International Journal* 16 (2010), Nr. 4/5, S. 261–272
- [15] ALI-AHMAD M.: *Debonding of FRP from concrete in strengthening applications: experimental investigation and theoretical validation*. New York, the Graduate School and University Center of the City University of New York, Phd thesis, 2005
- [16] ALI-AHMAD, MOHAMAD AND SUBRAMANIAM, KOLLURU AND GHOSN, MICHEL: Experimental Investigation and Fracture Analysis of Debonding between Concrete and FRP Sheets. In: *Journal of Engineering Mechanics-asce - J ENG MECH-ASCE* (2006), Nr. 132, S. 914–922. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2006\)132:9\(914\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2006)132:9(914)). – DOI 10.1061/(ASCE)0733-9399(2006)132:9(914)
- [17] ALTHOF, W. ; NEUMANN, G.: Verfahren zur Ermittlung von Schubspannungs-Gleitungs- Diagrammen von Konstruktionsklebstoffen. In: *Material-Prüfung* 16 (1974), S. 378–388
- [18] ALVAREZ, Manuel: *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*
- [19] ARRUDA, M. R. T. ; FIRMO, J. P. ; CORREIA, J. R. ; TIAGO, C.: Numerical modeling of the bond between concrete and CFRP laminates at elevated temperatures. In: *Engineering Structures* 110 (2016), Nr. Supplement C, 233–243. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.11.036>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2015.11.036. – ISSN 0141-0296
- [20] BERGMEISTER, Konrad: *Kohlenstofffasern im konstruktiven Ingenieurbau*. Berlin : Ernst, 2003 (Bauingenieur-Praxis). – ISBN 3-433-02847-8

- [21] BOMARITO, G. F. ; HOCHHALTER, J. D. ; RUGGLES, T. J. ; CANNON, A. H.: Increasing accuracy and precision of digital image correlation through pattern optimization. In: *Optics and Lasers in Engineering* 91 (2017), Nr. Supplement C, 73–85. <http://dx.doi.org/10.1016/j.optlaseng.2016.11.005>. – DOI 10.1016/j.optlaseng.2016.11.005. – ISSN 0143–8166
- [22] BUDELMANN, Harald ; LEUSMANN, Thorsten ; DAFSTB: *DAfStb-Heft*. Bd. v.593: *Praxisgerechte Bemessungsansätze für das wirtschaftliche Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung - Verbundtragfähigkeit unter nicht ruhender Belastung*. Berlin : Beuth, 2013 <http://gbv.eblib.com/patron/FullRecord.aspx?p=2033379>. – ISBN 978–3–410–65236–6
- [23] CARLONI, Christian ; SUBRAMANIAM, Kolluru V.: Direct determination of cohesive stress transfer during debonding of FRP from concrete. In: *Composite Structures* 93 (2010), Nr. 1, S. 184–192. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2010.05.024>. – DOI 10.1016/j.compstruct.2010.05.024. – ISSN 0263–8223
- [24] CARLONI, Christian ; SUBRAMANIAM, Kolluru V. ; SAVOIA, Marco ; MAZZOTTI, Claudio: Experimental determination of FRP–concrete cohesive interface properties under fatigue loading. In: *Composite Structures* 94 (2012), Nr. 4, S. 1288–1296. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2011.10.026>. – DOI 10.1016/j.compstruct.2011.10.026. – ISSN 0263–8223
- [25] CARRARA, Pietro: *Interface behavior of fiber reinforced polymer composites externally glued to quasi-brittle substrates*. Braunschweig : Technische Universität Braunschweig, 2014
- [26] CHEN, G. M. ; TENG, J. G. ; CHEN, J. F.: Finite-Element Modeling of Intermediate Crack Debonding in FRP-Plated RC Beams. In: *Journal of Composites for Construction* 15 (2011), Nr. 3, S. 339–353. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0000157](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000157). – DOI 10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0000157. – ISSN 1090–0268
- [27] CHEN, J. F. ; TENG, J. G.: Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. In: *Journal of Structural Engineering* 127 (2001), Nr. 7, 784–791. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:7\(784\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:7(784)). – DOI 10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:7(784). – ISSN 0733–9445
- [28] CNR - ADVISORY COMMITTEE ON TECHNICAL RECOMMENDATIONS FOR CONSTRUCTION: *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Sys-*

tems for Strengthening Existing Structures: Materials, RC and PC structures, masonry structures

- [29] CZADERSKI, Christoph: *Strengthening of reinforced concrete members by prestressed, externally bonded reinforcement with gradient anchorage: Diss. Nr. 20504 ETH Zürich*. S.l. : s.n., 2012
- [30] DA SILVA, Lucas Filipe M. ; ÖCHSNER, Andreas: *Modeling of Adhesively Bonded Joints*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2008. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-79056-3>. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-79056-3>. – ISBN 978-3-540-79055-6
- [31] DAI, J. G. ; UEDA, T.: LOCAL BOND STRESS SLIP RELATIONS FOR FRP SHEETS-CONCRETE INTERFACES. In: TAN, Kiang H. (Hrsg.): *Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, World Scientific Publishing Company, 2003. – ISBN 978-981-238-401-0, S. 143–152
- [32] DAI, J. G. ; UEDA, T. ; SATO, Y. ; ITO, T.: Flexural strengthening of RC beams using externally bonded FRP sheets through flexible adhesive bonding. In: *International symposium on bond behavior of FRP in structures*, 2005
- [33] DEHN, Frank (Hrsg.) ; ABE, H. (Hrsg.): *Faserverbundwerkstoffe*. 1. Aufl. Berlin : Bauwerk, 2005 (Innovationen im Bauwesen - Beiträge aus Praxis und Wissenschaft der Universität Leipzig und der HTWK Leipzig). <http://www.bauwerk-verlag.de/cgi-bin/katalog.pl?ac=si&g=003008&i=3-89932-111-1>. – ISBN 3-89932-111-1
- [34] DERKOWSKI, W. ; KWIECIEŃ, A. ; ZAJĄC, B.: CFRP strengthening of bent RC beams using stiff and flexible adhesives. In: *Czasopismo Techniczne* (2013), S. 37–52
- [35] DIAB, H. M. ; WU, Z. ; IWASHITA, K.: Theoretical Solution for Fatigue Debonding Growth and Fatigue Life Prediction of FRP-Concrete Interfaces. In: *Advances in Structural Engineering* 12 (2009), Nr. 6, S. 781–792. <http://dx.doi.org/10.1260/136943309790327707>. – DOI 10.1260/136943309790327707. – ISSN 1369-4332
- [36] DIAB, Hesham M. ; FARGHAL, Omer A.: Bond strength and effective bond length of FRP sheets/plates bonded to concrete considering the type of adhesive layer. In: *Composites Part B: Engineering* 58 (2014), S. 618–624. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.10.075>. – DOI 10.1016/j.compositesb.2013.10.075. – ISSN 13598368

- [37] DUTULESCU, Eugen: Zur Ermittlung der Beton- und Stahlspannungen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 99 (2004), Nr. 5, S. 388–400. <http://dx.doi.org/10.1002/best.200490046>. – DOI 10.1002/best.200490046
- [38] ELIGEHAUSEN, R. ; POPOV, E. P. ; BERTERO, V. V.: *Report. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California. UCB/EERC. Bd. 83-23: Local Bond Stress-Slip Relationships of deformed bars under generalized excitations: Experimental results and analytical model*. Berkeley, Calif., 1983
- [39] EUROPÄISCHE PATENTSCHRIFT: *Zweikomponenten Polyurethan-Zusammensetzung und deren Verwendung als Strukturklebstoff*
- [40] FERNÁNDEZ-ORDÓÑEZ, David ; DONIKA, Iria: *Sustainability of precast structures: State-of-the-art report*. 2018 (Bulletin / Fédération Internationale du Béton). – ISBN 978-2-88394-128-1
- [41] FERRACUTI, B. ; SAVOIA, M. ; MAZZOTTI, C.: A numerical model for FRP-concrete delamination. In: *Composites Part B: Engineering* 37 (2006), Nr. 4-5, S. 356–364. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2005.08.002>. – DOI 10.1016/j.compositesb.2005.08.002. – ISSN 13598368
- [42] FERRETTI, Daniele ; SAVOIA, Marco: Non-linear model for R/C tensile members strengthened by FRP-plates. In: *Engineering Fracture Mechanics* 70 (2003), Nr. 7-8, S. 1069–1083. [http://dx.doi.org/10.1016/S0013-7944\(02\)00166-2](http://dx.doi.org/10.1016/S0013-7944(02)00166-2). – DOI 10.1016/S0013-7944(02)00166-2. – ISSN 00137944
- [43] FERRIER, E. ; BIGAUD, D. ; HAMELIN, P. ; BIZINDAVYI, L. ; NEALE, K. W.: Fatigue of CFRPs externally bonded to concrete. In: *Materials and Structures* 38 (2005), Nr. 1, S. 39–46. <http://dx.doi.org/10.1007/BF02480573>. – DOI 10.1007/BF02480573. – ISSN 1871-6873
- [44] FINCKH, Wolfgang ; NIEDERMEIER, Roland ; ZILCH, Konrad: *DAfStb-Heft. Bd. 591: Sachstandbericht "Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung"*. 1. Aufl. Berlin : Beuth Verlag GmbH, 2011. – ISBN 9783410651949
- [45] FINGERLOOS, Frank (Hrsg.) ; HEGGER, Josef (Hrsg.) ; ZILCH, Konrad (Hrsg.): *Eurocode 2 für Deutschland: DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang : kommentierte und konsolidierte Fassung*. 2., überarbeitete Auflage. Berlin and Wien and Zürich and Berlin : Beuth and Ernst & Sohn, 2016 (Kommentar). – ISBN 9783410264125

- [46] GHEORGHIU, Catalin ; LABOSSIERE, Pierre ; PROULX, Jean: Fatigue and monotonic strength of RC beams strengthened with CFRPs. In: *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing* 37 (2006), Nr. 8, S. 1111–1118. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesa.2005.05.035>. – DOI 10.1016/j.compositesa.2005.05.035. – ISSN 1359835X
- [47] GOM MBH: *ARAMIS - Benutzerhandbuch - Software* <https://www.gom.com/de/services/download.html>
- [48] HABENICHT, Gerd: *Kleben*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2009. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-85266-7>. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-540-85266-7>. – ISBN 978–3–540–85264–3
- [49] HABENICHT, Gerd: *Kleben - erfolgreich und fehlerfrei: Handwerk, Praktiker, Ausbildung, Industrie*. 6., überarbeitete und ergänzte Auflage. Wiesbaden : Vieweg+Teubner Verlag, 2012 (Studium). <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8348-8316-2>. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-8348-8316-2>. – ISBN 978–3–8348–1585–9
- [50] HANKERS, Christoph: *Deutscher Ausschluß für Stahlbeton*. Bd. 473: *Zum Verbundtragverhalten laschenverstärkter Betonbauteile unter nicht vorwiegend ruhender Beanspruchung*. Berlin : Beuth, 1997. – ISBN 3–410–65673–1
- [51] HARRIES, Kent A. ; AIDOO, John: Debonding- and Fatigue-Related Strain Limits for Externally Bonded FRP. In: *Journal of Composites for Construction* 10 (2006), Nr. 1, S. 87–90. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2006\)10:1\(87\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:1(87)). – DOI 10.1061/(ASCE)1090-0268(2006)10:1(87). – ISSN 1090–0268
- [52] HILLERBORG, Arne: Analysis of one single crack. In: *Fracture Mechanics of Concrete (Developments in civil engineering)* (1983), S. 223–249
- [53] HOFSTETTER, Günter ; MANG, Herbert A.: *Computational mechanics of reinforced concrete structures*. Braunschweig : Vieweg, 1995 (Fundamentals and advances in the engineering sciences). – ISBN 3528063904
- [54] HOLZENKÄMPFER, Peter: *Ingenieurmodelle des Verbunds geklebter Bewehrung für Betonbauteile*. Braunschweig, IBMB, Zugl.: Braunschweig, Univ., Diss., 1994, 1994
- [55] HORNBÖGEN, Erhard ; EGGELER, Gunther ; WERNER, Ewald: *Werkstoffe*. Berlin, Heidelberg : Springer Berlin Heidelberg, 2012. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-22561-1>. <http://dx.doi.org/10.1007/978-3-642-22561-1>. – ISBN 978–3–642–22560–4

- [56] HUSEMANN, Ulf: *Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz*. Bd. 207: *Erhöhung der Verbundtragfähigkeit von nachträglich aufgeklebten Lamellen durch Bügelumschließungen*: Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 2009. Braunschweig : Techn. Univ. Inst. für Baustoffe Massivbau und Brandschutz, 2009. – ISBN 978–3–89288–190–2
- [57] KAISER, Hanspeter: *Bewehren von Stahlbeton mit kohlenstoffaserverstärkten Epoxidharzen*
- [58] KARIMI, Alireza ; NAVIDBAKHS, Mahdi ; KUDO, Susumu: A comparative study on the mechanical properties of the healthy and varicose human saphenous vein under uniaxial loading. In: *Journal of medical engineering & technology* 39 (2015), Nr. 8, S. 490–497. <http://dx.doi.org/10.3109/03091902.2015.1086030>. – DOI 10.3109/03091902.2015.1086030. – ISSN 1464–522X
- [59] KENEL, Albin ; NELLEN, Philipp ; FRANK, Andreas ; MARTI, Peter: Reinforcing Steel Strains Measured by Bragg Grating Sensors. In: *Journal of Materials in Civil Engineering* 17 (2005), Nr. 4, S. 423–431. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2005\)17:4\(423\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2005)17:4(423)). – DOI 10.1061/(ASCE)0899-1561(2005)17:4(423). – ISSN 0899–1561
- [60] KOCH: *Elastisches Kleben im Fahrzeugbau, Beanspruchungen und Eigenschaftsverhalten*. München, Technische Universität München, Dissertation, 1996
- [61] KOHM, M.: *Entwicklung eines Messsystems zur modalbasierten Schädigungsanalyse von Brückenüberbauten*, Dissertation (to be published) (Massivbau, Baustofftechnologie, Karlsruhe)
- [62] LECOMPTE, D. ; BOSSUYT, S. ; COOREMAN, S. ; SOL, H. ; VANTOMME, J.: Study and generation of optimal speckle patterns for DIC. In: *Proceedings of the SEM Annual Conference and Exposition on Experimental and Applied Mechanics 2007* 3 (2007). <https://www.scopus.com/inward/record.uri?eid=2-s2.0-36048959193&partnerID=40&md5=f2acc7c331fd47fb45eb7899653ddc2f>
- [63] LEUSMANN, Thorsten: *Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig*. Bd. 226: *Das Verbundtragverhalten geklebter Kohlefaserkunststoffe auf Beton unter schwingender Beanspruchung*: Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 2015. Braunschweig : Univ.-Bibl and Techn. Univ. Inst. für Baustoffe Massivbau und Brandschutz, 2015 <http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00060685>. – ISBN 978–3–89288–211–4

- [64] LEUTBECHER, Torsten: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau*. Bd. H. 9: *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem ultrahochfesten Beton (UHPC)*: Zugl.: Kassel, Univ., Diss., 2007. Kassel : Kassel Univ. Press, 2008 <https://kobra.bibliothek.uni-kassel.de/handle/urn:nbn:de:hebis:34-2009031226631>. – ISBN 978–3–89958–374–8
- [65] LU, X. Z. ; TENG, J. G. ; YE, L. P. ; JIANG, J. J.: Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete. In: *Engineering Structures* 27 (2005), Nr. 6, S. 920–937. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2005.01.014>. – DOI 10.1016/j.engstruct.2005.01.014. – ISSN 0141–0296
- [66] MALESA, M. ; SZCZEPANEK, D. ; KUJAWIŃSKA, M. ; ŚWIERCZ, A. ; KOŁAKOWSKI, P.: Monitoring of civil engineering structures using Digital Image Correlation technique. In: *EPJ Web of Conferences* 6 (2010), S. 31014. <http://dx.doi.org/10.1051/epjconf/20100631014>. – DOI 10.1051/epjconf/20100631014. – ISSN 2100–014X
- [67] MATTHYS ; STIJN: *Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement*, Ghent University. Faculty of Engineering, Diss., 01.01.2000. <https://biblio.ugent.be/publication/471000>
- [68] MATTHYS, Stijn: *Externally applied FRP reinforcement for concrete structures: Technical report*. 2019 (Bulletin / International Federation for Structural Concrete). – ISBN 978–2–88394–131–1
- [69] MAZZOTTI, C. ; SAVOIA, M.: Long term properties of bond between concrete and FRP. In: *International symposium on bond behavior 2005*, S. 531–538
- [70] MECHTCHERINE, Viktor: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton*. Karlsruhe, Inst. für Massivbau und Baustofftechnologie, Zugl.: Karlsruhe, Univ., Diss., 2000, 2000
- [71] MEIER, U.: Instandsetzung von Bauwerken mit kohlenstoffaserverstärkten Kunststoffen. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 95 (2000), Nr. 3, S. 134–142. <http://dx.doi.org/10.1002/best.200000230>. – DOI 10.1002/best.200000230
- [72] MICHELS, Julien ; SENA CRUZ, José ; CHRISTEN, Rouven ; CZADERSKI, Christoph ; MOTAVALLI, Masoud: Mechanical performance of cold-curing epoxy adhesives after different mixing and curing procedures. In: *Composites Part B: Engineering* 98 (2016), S. 434–443. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2016.05.054>. – DOI 10.1016/j.compositesb.2016.05.054. – ISSN 13598368

- [73] NEITZEL, Manfred ; MITSCHANG, Peter ; BREUER, Ulf: *Handbuch Verbundwerkstoffe*. M?nchen : Carl Hanser Verlag GmbH & Co. KG, 2014. <http://dx.doi.org/10.3139/9783446436978>. <http://dx.doi.org/10.3139/9783446436978>. – ISBN 978–3–446–43696–1
- [74] NEUBAUER, Uwe: *Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, IBMB, TU Braunschweig - Materialprüfanstalt für das Bauwesen, MPA Braunschweig*. Bd. H. 150: *Verbundtragverhalten geklebter Lamellen aus Kohlenstofffaser - Verbundwerkstoff zur Verstärkung von Betonbauteilen: Zugl.: Braunschweig, Techn. Univ., Diss., 2000*. Braunschweig : IBMB Bibliothek, 2000. – ISBN 3892881294
- [75] NIEDERMEIER, Roland: *Zugkraftdeckung bei klebarmierten Bauteilen*. München, Techn. Univ, Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2001, 2001
- [76] RANISCH, Ernst-Holger: Zur Tragfähigkeit von Verklebungen zwischen Baustahl und Beton - Geklebte Bewehrung -. In: (*Keine Angabe*) 54 (1982). https://publikationsserver.tu-braunschweig.de/receive/dbbs_mods_00051296. – ISSN 0178–5796
- [77] SADOWSKI, T. ; KNEC, M.: Application of Dic Technique for Monitoring of Deformation Process of Spr Hybrid Joints / Zastosowanie Techniki Dic Do Obserwacji Procesu Deformacji Hybrydowych Połączeń Typu Spr. In: *Archives of Metallurgy and Materials* 58 (2013), Nr. 1. <http://dx.doi.org/10.2478/v10172-012-0161-x>. – DOI 10.2478/v10172-012-0161-x. – ISSN 1733–3490
- [78] SCHNUR, Yannick: *Verformungsverhalten CFK-verstärkter Stahlbetonbalken - Numerische Untersuchungen*. Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie, Masterarbeit, 2018
- [79] SCHREIER, Hubert ; ORTEU, Jean-José ; SUTTON, Michael A.: *Image Correlation for Shape, Motion and Deformation Measurements*. Boston, MA : Springer US, 2009. – ISBN 978–0–387–78746–6
- [80] SEBASTIANI, Marco ; EBERL, Christoph ; BEMPORAD, Edoardo ; PHARR, George M.: Depth-resolved residual stress analysis of thin coatings by a new FIB–DIC method. In: *Materials Science and Engineering: A* 528 (2011), Nr. 27, 7901–7908. <http://dx.doi.org/10.1016/j.msea.2011.07.001>. – DOI 10.1016/j.msea.2011.07.001. – ISSN 0921–5093
- [81] SEDLMAIR, Roman ; BURGMANN, Sophie ; STEMPNIEWSKI, Lothar: Numerical modelling of near-surface embedded rebars pull-out with user-defined elements. In: *civil engineering design* (to be published)

- [82] SEDLMAIR, Roman ; STEMPNIEWSKI, Lothar: CFRP Strengthening of RC tensile members with stiff and soft adhesives. In: IABSE SYMPOSIUM 2019 GUIMARÃES (Hrsg.): *Towards a resilient built environment risk and asset management*, 2019
- [83] SEDLMAIR, Roman ; STEMPNIEWSKI, Lothar: CFRP Strengthening system to increase fatigue resistance of bridges. In: IABSE (Hrsg.): *2019 IABSE Congress New York City*, 2019
- [84] SEDLMAIR, Roman ; WALENDY, Bernhard ; STEMPNIEWSKI, Lothar: Experimental and numerical study on the bond slip laws of adhesively bonded FRPs. In: SMAR 2017 (Hrsg.): *Fourth Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, Zürich, Switzerland*, 2017
- [85] SHINDO, A.: *Patent (1959)28287*
- [86] SIGRIST, Viktor: *IBK-Bericht. Bd. 210: Zum Verformungsvermögen von Stahlbetonträgern: Zugl.: Zürich, Techn. Hochsch., Diss., 1995. Basel : Birkhäuser, 1995. – ISBN 3–7643–5279–5*
- [87] SILVA, Patrícia ; FERNANDES, Pedro ; SENA-CRUZ, José ; XAVIER, José ; CASTRO, Fernando ; SOARES, Delfim ; CARNEIRO, Vítor: Effects of different environmental conditions on the mechanical characteristics of a structural epoxy. In: *Composites Part B: Engineering* 88 (2016), S. 55–63. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2015.10.036>. – DOI 10.1016/j.compositesb.2015.10.036. – ISSN 13598368
- [88] SOPHIE BURGMANN: *Modifizierung eines UELs zur Abbildung des Verbundverhaltens von einbetonierten Bewehrungsstäben in ABAQUS*. Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie, Masterarbeit, 2018
- [89] SUBRAMANIAM, K. V. ; CARLONI, C. ; NOBILE, L.: An Understanding of the Width Effect in FRP-Concrete Debonding. In: *Strain* 47 (2011), Nr. 2, S. 127–137. <http://dx.doi.org/10.1111/j.1475-1305.2008.00481.x>. – DOI 10.1111/j.1475-1305.2008.00481.x. – ISSN 00392103
- [90] SZTEFEK, Pavel ; VANLEENE, Maximilien ; OLSSON, Robin ; COLLINSON, Rebecca ; PITSILLIDES, Andrew A. ; SHEFELBINE, Sandra: Using digital image correlation to determine bone surface strains during loading and after adaptation of the mouse tibia. In: *Journal of Biomechanics* 43 (2010), Nr. 4, 599–605. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jbiomech.2009.10.042>. – DOI 10.1016/j.jbiomech.2009.10.042. – ISSN 0021–9290

- [91] TAN, Kiang H. ; SAHA, Mithun K.: Cracking Characteristics of RC Beams Strengthened with FRP System. In: *Journal of Composites for Construction* 12 (2008), Nr. 5, S. 513–521. [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0268\(2008\)12:5\(513\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:5(513)). – DOI 10.1061/(ASCE)1090-0268(2008)12:5(513). – ISSN 1090-0268
- [92] TEKIELI, Marcin ; SANTIS, Stefano D. ; FELICE, Gianmarco d. ; KWIECIEŃ, Arkadiusz ; ROSCINI, Francesca: Application of Digital Image Correlation to composite reinforcements testing. In: *Composite Structures* 160 (2017), Nr. Supplement C, S. 670–688. – ISSN 0263-8223
- [93] TURON, A. ; CAMANHO, P. P. ; COSTA, J. ; RENART, J.: Accurate simulation of delamination growth under mixed-mode loading using cohesive elements: Definition of interlaminar strengths and elastic stiffness. In: *Composite Structures* 92 (2010), Nr. 8, S. 1857–1864. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2010.01.012>. – DOI 10.1016/j.compstruct.2010.01.012. – ISSN 0263-8223
- [94] ULAGA, Tomaž: *Betonbauteile mit Stab- und Lamellenbewehrung: Verbund- und Zuggliedmodellierung*
- [95] VAN MIER, J.G.M.: *Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions, Dissertation*. Technische Hogeschool Eindhoven, 1984. <http://dx.doi.org/10.6100/IR145193>. <http://dx.doi.org/10.6100/IR145193>
- [96] VIERING, A.: *Einsatz faseroptischer Sensoren für die verteilte Dehnungsmessung zur Charakterisierung von Rissen in Betonbauteilen*. Karlsruhe, Karlsruher Institut für Technologie, Masterarbeit, 2019
- [97] WALENDY, Bernhard: *Karlsruher Reihe Massivbau, Baustofftechnologie, Materialprüfung*. Bd. 86: *Ertüchtigung von nicht tragendem Mauerwerk gegen seismische Einwirkungen mittels aufgeklebter Textilien*. Karlsruhe, Baden : KIT Scientific Publishing, 2019. – ISBN 373150975X
- [98] WALENDY, Bernhard ; SEDLMAIR, Roman ; STEMPNIEWSKI, Lothar: Standardization approach for a new class of retrofitting systems. In: SMAR 2017 (Hrsg.): *Fourth Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures, Zürich, Switzerland*, 2017
- [99] ZEHETMAIER, Gerhard M.: *Zusammenwirken einbetonierter Bewehrung mit Klebearmierung bei verstärkten Betonbauteilen*. München, Techn. Univ, Zugl.: München, Techn. Univ., Diss., 2006, 2006

- [100] ZILCH, Konrad ; NIEDERMEIER, Roland ; FINCKH, Wolfgang: *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*. Bd. 591: *Sachstandbericht Verstärken von Betonbauteilen mit geklebter Bewehrung*. 1. Aufl. Berlin : Beuth, 2011. – ISBN 9783410651932
- [101] ZILCH, Konrad ; ZEHETMAIER, Gerhard: *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2)*. 2., neu bearb. und erw. Aufl. Berlin and Heidelberg and New York, NY : Springer, 2010. – ISBN 9783540706373
- [102] ZILCH, Konrad ; ZEHETMAIER, Gerhard ; NIEDERMEIER, Roland: *Zusammenwirken von einbetonierter Bewehrung mit Klebarmierung bei verstärkten Betonbauteilen: Forschungsbericht*. München : Techn. Univ. Inst. für Baustoffe u. Konstruktion Lehrst. für Massivbau, 2002
- [103] ZILCH, Konrad ; ZEHETMAIER, Gerhard ; NIEDERMEIER, Roland: *Bauforschung*. Bd. T 3064: *Zugkraftdeckung im Bereich von Endauflagern bei klebarmierten Biegebauteilen: [Forschungsbericht]*. Stuttgart : Fraunhofer-IRB-Verl., 2005. – ISBN 3816767273

- Heft 1 **Manfred Curbach**
Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen
Belastungsgeschwindigkeiten. 1987
- Heft 2 **Franz-Hermann Schlüter**
Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung –
Flugzeugabsturz. 1987
- Heft 3 **Marlies Schieferstein**
Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub
und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton. 1988
- Heft 4 **Thomas Bier**
Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton. 1988
- Heft 5 **Wolfgang Brameshuber**
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. 1988
- Heft 6 **Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt**
Durability of Non-Metallic Inorganic Building Materials. 1988
- Heft 7 **Manfred Feyerabend**
Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton. 1988
- Heft 8 **Klaus F. Schönlin**
Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton. 1989
- Heft 9 **Lothar Stempniewski**
Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung. 1990
- Heft 10 **Jörg Weidner**
Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter
zur Silodruckermittlung. 1990
- Heft 11 **Pingli Yi**
Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten. 1991
- Heft 12 **Rainer Kunterding**
Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos
durch Schüttgüter. 1991
- Heft 13 **Peter Haardt**
Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen
auf Beton. 1991

- Heft 14 **Günter Rombach**
Schüttguteinwirkungen auf Silozellen – Exzentrische Entleerung. 1991
- Heft 15 **Harald Garrecht**
Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. 1992
- Heft 16 **Violandi Vratsanou**
Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung – Hilfsmittel zur Bestimmung der q-Faktoren. 1992
- Heft 17 **Carlos Rebelo**
Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen. 1992
- Heft 18 **Seminar 29./30. März 1993**
Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8. 1993
- Heft 19 **Hubert Bachmann**
Die Massenträgheit in einem Pseudo-Stoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung. 1993
- Heft 20 **DBV/AiF-Forschungsbericht H. Emrich**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung. 1993
- Heft 21 **Robert Stolze**
Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung – Bruchlinien-Rotationskapazität. 1993
- Heft 22 **Jie Huang**
Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion. 1994
- Heft 23 **Rolf Wörner**
Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton. 1994
- Heft 24 **Ioannis Retzepis**
Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand. 1995
- Heft 25 **Frank Dahlhaus**
Stochastische Untersuchungen von Silobeanspruchungen. 1995
- Heft 26 **Cornelius Ruckenbrod**
Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen. 1995

- Heft 27 **Shishan Zheng**
Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik. 1996
- Heft 28 **Yong-zhi Lin**
Tragverhalten von Stahlfaserbeton. 1996
- Heft 29 **DFG**
Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen. 1996
- Heft 30 **Jürgen Ockert**
Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton. 1997
- Heft 31 **Andreas Braun**
Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung. 1997
- Heft 32 **Martin Günter**
Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton. 1997
- Heft 33 **Gerhard Lohrmann**
Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit. 1998
- Heft 34 **Klaus Idda**
Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querkzug. 1999
- Heft 35 **Stephan Kranz**
Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen. 1999
- Heft 36 **Gunther Herold**
Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern. 1999
- Heft 37 **Mostafa Mehrafza**
Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos – Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen. 2000
- Heft 38 **Tarek Nasr**
Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen. 2000
- Heft 39 **Jan Akkermann**
Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken. 2000
- Heft 40 **Viktor Mechtcherine**
Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton. 2001
- Heft 41 **Ulrich Häußler-Combe**
Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken. 2001

- Heft 42 **Björn Schmidt-Hurtienne**
Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß
des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung. 2001
- Heft 43 **Nazir Abdou**
Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton
mit finiten Elementen. 2002
- Heft 44 **Andreas Plokitz**
Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen
beim Abbruch durch Sprengen. 2002
- Heft 45 **Timon Rabczuk**
Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von
Beton mit Hilfe der SPH-Methode. 2002
- Heft 46 **Norbert J. Krutzik**
Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von
Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen. 2002
- Heft 47 **Thorsten Timm**
Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern. 2002
- Heft 48 **Slobodan Kasic**
Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer
Vorspannung ohne Verbund. 2002
- Heft 49 **Christoph Kessler-Kramer**
Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung. 2002
- Heft 50 **Nico Herrmann**
Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik. 2002
- Heft 51 **Michael Baur**
Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte
bei Erdbebeneinwirkung. 2003
- Heft 52 **Seminar 02. Juli 2004**
DIN 1045-1; Aus der Praxis für die Praxis. 2004
- Heft 53 **Abdelkhalek Saber Omar Mohamed**
Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected
to Cyclic Loading. 2004
- Heft 54 **Werner Hörenbaum**
Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit
von Sandsteinsichtmauerwerk. 2005
- Heft 55 **Seminar Februar 2006**
DIN 4149 – Aus der Praxis für die Praxis. 2006

- | | |
|---------|--|
| Heft 56 | Sam Foos
Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen. 2006 |
| Heft 57 | Ramzi Maliha
Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. 2006 |
| Heft 58 | Andreas Fäcke
Numerische Simulation des Schädigungsverhaltens von Brückenpfeilern aus Stahlbeton unter Erdbebenlasten. 2006 |
| Heft 59 | Juliane Möller
Rotationsverhalten von verbundlos vorgespannten Segmenttragwerken. 2006 |
| Heft 60 | Martin Larcher
Numerische Simulation des Betonverhaltens unter Stoßwellen mit Hilfe des Elementfreien Galerkin-Verfahrens. 2007 |
| Heft 61 | Christoph Niklasch
Numerische Untersuchungen zum Leckageverhalten von gerissenen Stahlbetonwänden. 2007 |
| Heft 62 | Halim Khbeis
Experimentelle und numerische Untersuchungen von Topflagern. 2007 |
| Heft 63 | Sascha Schnepf
Vereinfachte numerische Simulation des Tragverhaltens ebener mauerwerksausgefachter Stahlbetonrahmen unter zyklischer Belastung. 2007 |
| Heft 64 | Christian Wallner
Erdbebengerechtes Verstärken von Mauerwerk durch Faserverbundwerkstoffe – experimentelle und numerische Untersuchungen. 2008 |
| Heft 65 | Niklas Puttendörfer
Ein Beitrag zum Gleitverhalten und zur Sattelausbildung externer Spannglieder. 2008 |

Bezug der Hefte 1 – 65 und 67

Fortführung als

**Karlsruher Reihe Massivbau - Baustofftechnologie -
Materialprüfung (ISSN 1869-912X)
Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, MPA Karlsruhe**

KIT Scientific Publishing

- Heft 66 **Michael Haist**
Zur Rheologie und den physikalischen Wechselwirkungen
bei Zementsuspensionen. 2009
ISBN 978-3-86644-475-1
- Heft 67 **Stephan Steiner**
Beton unter Kontaktdetonation – neue experimentelle Methoden. 2009
(noch erschienen in der Schriftenreihe des Instituts für Massivbau
und Baustofftechnologie, ISSN 0933-0461)
- Heft 68 **Christian Münich**
Hybride Multidirektionaltextilien zur Erdbebenverstärkung
von Mauerwerk – Experimente und numerische Untersuchungen
mittels eines erweiterten Makromodells. 2011
ISBN 978-3-86644-734-9
- Heft 69 **Viktória Malárics**
Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch
an zylindrischen Betonproben. 2011
ISBN 978-3-86644-735-6
- Heft 70 **Daniela Ruch**
Bestimmung der Last-Zeit-Funktion beim Aufprall
flüssigkeitsgefüllter Stoßkörper. 2011
ISBN 978-3-86644-736-3
- Heft 71 **Marc Beitzel**
Frischbetondruck unter Berücksichtigung der
rheologischen Eigenschaften. 2012
ISBN 978-3-86644-783-7
- Heft 72 **Michael Stegemann**
Großversuche zum Leckageverhalten von gerissenen
Stahlbetonwänden. 2012
ISBN 978-3-86644-860-5

- Heft 73 **Isabel Anders**
Stoffgesetz zur Beschreibung des Kriech- und Relaxationsverhaltens junger normal- und hochfester Betone. 2013
ISBN 978-3-7315-0043-8
- Heft 74 **Jennifer C. Scheydt**
Mechanismen der Korrosion bei ultrahochfestem Beton. 2013
ISBN 978-3-7315-0113-8
- Heft 75 **Michael Auer**
Ein Verbundmodell für Stahlbeton unter Berücksichtigung der Betonschädigung. 2015
ISBN 978-3-7315-0316-3
- Heft 76 **Christian Moritz Urban**
Experimentelle Untersuchungen und Bemessungsansätze für faserverstärktes Mauerwerk unter Erdbebenbeanspruchungen. 2015
ISBN 978-3-7315-0372-9
- Heft 77 **Tobias Bacht**
Horizontaltragfähigkeit von Wänden aus Leichtbeton-Schalungssteinen – Experimente und numerische Modellierung. 2015
ISBN 978-3-7315-0413-9
- Heft 78 **Björn Haag**
Schadensidentifikation mit modalen Parametern:
Anwendung auf extern vorgespannte Hohlkastenbrücken. 2016
ISBN 978-3-7315-0458-0
- Heft 79 **Engin Kotan**
Ein Prognosemodell für die Verwitterung von Sandstein. 2017
ISBN 978-3-7315-0520-4
- Heft 80 **Vladislav Kvitsel**
Zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von normal- und hochfestem Konstruktionsleichtbeton mit Blähtongesteinskörnung. 2017
ISBN 978-3-7315-0521-1
- Heft 81 **Michael Vogel**
Schädigungsmodell für die Hydroabrasionsbeanspruchung zur probabilistischen Lebensdauerprognose von Betonoberflächen im Wasserbau. 2017
ISBN 978-3-7315-0522-8
- Heft 82 **Georgios Maltidis**
Seismic soil structure interaction of navigation locks. 2017
ISBN 978-3-7315-0718-5

- Heft 83 **Steffen Siegel**
Zustandsbestimmung von externen Spanngliedern
und Schrägseilen mit Frequenzanalysen. 2018
ISBN 978-3-7315-0772-7
- Heft 84 **Fernando Acosta Urrea**
Influence of elevated temperatures up to 100 °C on the
mechanical properties of concrete. 2018
ISBN 978-3-7315-0795-6
- Heft 85 **Stephan Müller**
Ein Beitrag zum Energiedissipationsvermögen von Betonschrauben. 2019
ISBN 978-3-7315-0943-1
- Heft 86 **Bernhard Walendy**
Ertüchtigung von nicht tragendem Mauerwerk gegen seismische
Einwirkungen mittels aufgeklebter Textilien. 2019
ISBN 978-3-7315-0975-2
- Heft 87 **Roman Sedlmair**
Theoretische und praktische Entwicklung einer aufgeklebten
CFK Stahlbetonverstärkung unter Berücksichtigung der vollständigen
Kompatibilität zum Betonstahl. 2021
ISBN 978-3-7315-1048-2

Bauteile aus Stahl- oder Spannbeton zeigen oftmals Defizite oder Schäden, die zu der Notwendigkeit einer Verstärkungsmaßnahme führen. Eine hierbei häufig angewandte Methode ist die Verstärkung und Instandsetzung mit aufgeklebten CFK-Lamellen. In dieser Arbeit wird diese Verstärkungsmethode grundlegend modifiziert – sie unterscheidet sich durch den verwendeten Klebstoff von den derzeit üblichen Systemen. Der auf Polyurethan-Basis hergestellte Klebstoff bildet eine deutlich weichere bzw. elastischere Klebschicht aus. Durch entsprechende Definition der Festigkeiten und Verformungsfähigkeiten der Klebschicht wird das Verbundverhalten der aufgeklebten dem der einbetonierten Bewehrung angenähert. Somit entsteht durch die Angleichung der Verbundsteifigkeiten ein kompatibles Verstärkungssystem, das durch die Ausweitung des linear-elastischen Verbundverhaltens in der Lage ist, Ermüdungsbelastungen deutlich besser abzutragen. Durch die Formulierung des Klebstoffes auf Polyurethan-Basis werden weitere kritische Punkte wie Wärmebeständigkeit implizit verbessert. Weiterhin ergeben sich positive Effekte wie gesteigerte Tragfähigkeit und Aufrechterhaltung des Verformungsvermögens bzw. der Duktilität der verstärkten Bauteile.

Vorgelegt werden Ergebnisse von Versuchsreihen auf Material-, Haftzug-, Verbund- und Bauteilebene, die sowohl numerisch als auch experimentell durchgeführt wurden. Der Einsatz faseroptischer Sensoren zur Dehnungsmessung in der CFK-Lamelle ermöglicht die Ermittlung eines eigenen Verbundansatzes. Dieser berücksichtigt die unterschiedlichen Einflussfaktoren und bildet die Basis zur Implementierung des Systems bzw. der Forschungsergebnisse in die bestehende Normung. Ein vereinfachtes Nachweisformat wird ermöglicht.

