

Gefördert mit Mitteln des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung

FORSCHUNGSINITIATIVE
Zukunft BAU

Matthias Pahn, Christian Caspari

Lückenforschung Faserkunststoffbewehrung (FKB)

Untersuchung des Langzeitverbundverhaltens
von Bewehrung aus faserverstärktem Kunststoff



Bundesinstitut
für Bau-, Stadt- und
Raumforschung

im Bundesamt für Bauwesen
und Raumordnung



Fraunhofer IRB ■ Verlag

Matthias Pahn, Christian Caspari

Lückenforschung Faserkunststoffbewehrung (FKB)

Untersuchung des Langzeitverbundverhaltens von
Bewehrung aus faserverstärktem Kunststoff

F 3227

Bei dieser Veröffentlichung handelt es sich um die Kopie des Abschlussberichtes einer vom Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) im Bundesamt für Bauwesen und Raumordnung (BBR) im Rahmen der Forschungsinitiative »Zukunft Bau« geförderten Forschungsarbeit. Die in dieser Forschungsarbeit enthaltenen Darstellungen und Empfehlungen geben die fachlichen Auffassungen der Verfasser wieder. Diese werden hier unverändert wiedergegeben, sie geben nicht unbedingt die Meinung des Zuwendungsgebers oder des Herausgebers wieder.

Dieser Forschungsbericht wurde mit modernsten Hochleistungskopierern auf Einzelanfrage hergestellt.

Die Originalmanuskripte wurden reprototechnisch, jedoch nicht inhaltlich überarbeitet. Die Druckqualität hängt von der reprototechnischen Eignung des Originalmanuskriptes ab, das uns vom Autor bzw. von der Forschungsstelle zur Verfügung gestellt wurde.

© by Fraunhofer IRB Verlag

2021

ISBN 978-3-7388-0631-1

Vervielfältigung, auch auszugsweise,
nur mit ausdrücklicher Zustimmung des Verlages.

Fraunhofer IRB Verlag

Fraunhofer-Informationszentrum Raum und Bau

Postfach 80 04 69

70504 Stuttgart

Nobelstraße 12

70569 Stuttgart

Telefon 07 11 9 70 - 25 00

Telefax 07 11 9 70 - 25 08

E-Mail irb@irb.fraunhofer.de

www.baufachinformation.de

www.irb.fraunhofer.de/tauforschung

Lückenforschung Faserkunststoffbewehrung (FKB)

Untersuchung des Langzeitverbundverhaltens von
Bewehrung aus faserverstärktem Kunststoff
(SWD-10.08.18-17.62))

Gefördert durch:



Projektleiter: Prof. Dr.-Ing. Matthias Pahn

Sachbearbeiter: Dipl.-Ing. Christian Caspari

Kaiserslautern, September 2020

Inhaltsverzeichnis

1. Motivation	5
2. Problemstellung	5
3. Zielsetzung	6
4. Grundlagen	8
4.1. <i>Verbundverankerung</i>	8
4.1.1. Verbundverhalten profilierter Bewehrungsstäbe in Beton	8
4.1.1.1. Ableiten des Verbundgesetzes auf Basis von Versuchsergebnissen	10
4.1.2. Einfluss konstruktiver Parameter auf die Verbundtragfähigkeit	11
4.1.2.1. Einfluss der Betonfestigkeit	11
4.1.2.2. Einfluss des Stabdurchmessers	12
4.1.2.3. Einfluss der Verbundlänge	12
4.1.2.4. Einfluss der Betondeckung	14
4.1.2.5. Einfluss der Querbewehrung	15
4.1.2.6. Einfluss von Querdruck auf den Verbundbereich	16
4.1.2.7. Einfluss einer langandauernden Belastung	17
4.1.2.8. Einfluss des Probekörperaufbaus	18
4.1.3. Bemessung der Endverankerungslänge	20
4.1.3.1. Bemessung der Endverankerungslänge nach [DIN EN 1992-1-1]	21
4.1.3.2. Bemessung der Endverankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4]	22
4.1.3.3. Statistische Bewertung der Bemessungsansätze	23
4.1.4. Herleitung der Bemessungsverbundspannung	25
4.1.4.1. Methode nach Claude	25
4.1.4.2. Methode nach Martin	27
4.1.4.3. Definition des rechnerischen Bruchzustands	27
4.2. <i>Faserkunststoffbewehrung</i>	29
4.2.1. Zusammensetzung faserverstärkter Kunststoffe	30
4.2.1.1. Verstärkungsfaser	30
4.2.1.2. Kunststoffmatrix	31
4.2.2. Schädigungsverhalten faserverstärkter Kunststoffe	31
4.2.2.1. Faserbruch	33
4.2.2.2. Zwischenfaserbruch	33
4.2.3. Schädigungsverhalten infolge Langzeitbeanspruchung	33
4.2.3.1. Schädigung des FVK infolge Materialalterung	33
4.2.3.2. Schädigung des FVK infolge Kriechen	34
4.2.3.3. Schädigungsinteraktion infolge Materialalterung und Kriechen	34
4.2.3.4. Prüfung des zeitabhängigen Materialverhaltens von FKB	34
4.3. <i>Verbundverankerung von FKB</i>	37
4.3.1. Verbundtragverhalten unter Kurzzeitbeanspruchung	37
4.3.2. Verbundtragverhalten unter Langzeitbeanspruchung	41
4.4. <i>Resümee</i>	44
5. Experimentelle Untersuchung des Verbundverhaltens unter Kurzzeitbeanspruchung	45
5.1. <i>Gegenstand der Untersuchung</i>	45
5.1.1. Betoneigenschaften	45
5.1.2. Voruntersuchung	47
5.2. <i>Versuchsprogramm</i>	48
5.3. <i>Versuchsaufbau und -durchführung</i>	49
5.4. <i>Versuchsergebnisse</i>	50

6.	Experimentelle Untersuchung der Verbundtragfähigkeit unter Kurzzeitbeanspruchung	52
6.1.	<i>Versuchsprogramm</i>	52
6.2.	<i>Probekörper</i>	52
6.3.	<i>Versuchsaufbau und –durchführung</i>	55
6.4.	<i>Versuchsergebnisse</i>	56
6.4.1.	Einfluss der Betonfestigkeit	56
6.4.2.	Einfluss der Betondeckung	58
6.4.3.	Einfluss Stabdurchmesser	60
6.4.4.	Einfluss Verankerungslänge	61
6.4.5.	Einfluss der Querbewehrung	62
6.4.6.	Einfluss Querdruck	64
7.	Experimentelle Untersuchung des Verbundtragverhaltens unter Langzeitbeanspruchung	67
7.1.	<i>Versuchsprogramm</i>	67
7.2.	<i>Versuchsaufbau und –durchführung</i>	67
7.3.	<i>Versuchsergebnisse</i>	69
7.3.1.	Versagensbild der Bewehrung nach Langzeitverbundbeanspruchung	70
7.3.2.	Zeitabhängiger Schlupf	73
7.3.3.	Standzeit in Abhängigkeit der Verbundspannung	74
7.3.4.	Sicherstellung der prognostizierten zeitabhängigen Verbundfestigkeit	77
8.	Modell zur Bestimmung des Verbundspannungsverlaufs und der Bemessungsverbundspannung	79
8.1.	<i>Berechnung des Verbundspannungsverlaufs entlang der Verankerungslänge</i>	80
8.2.	<i>Einfluss des Verbundkriechens auf den Verbundspannungsverlauf</i>	82
8.3.	<i>Definition des Bruchzustands</i>	84
8.4.	<i>Ableiten der Bemessungsverbundspannung auf Basis der mittleren Verbundspannung im Bruchzustand</i>	85
9.	Bemessung der Endverankerungslänge	86
9.1.	<i>Anpassen der Bemessungsgleichung der Verankerungslänge für FKB</i>	87
9.1.1.	Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundtragfähigkeit	88
9.1.2.	Einfluss der Betondeckung auf die Verbundtragfähigkeit	88
9.1.3.	Einfluss der Querbewehrung auf die Verbundtragfähigkeit	89
9.1.4.	Einfluss der maximalen Umschnürungswirkung auf die Verbundtragfähigkeit	89
9.1.5.	Bemessungsgleich der Verankerungslänge für FKB unter Kurzzeitbeanspruchung	89
9.2.	<i>Anpassen des Grundmaßes der Verankerungslänge für FKB</i>	91
9.2.1.	Bestimmen des stabspezifischen Verbundgesetzes	91
9.2.2.	Herleitung der mittleren Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand	92
9.2.3.	Ableitung des Grundmaßes der Verankerungslänge α_{ls}	94
9.2.4.	Bewertung des angepassten Bemessungsansatzes	95
9.2.5.	Angepasste Bemessungsgleichung der Endverankerungslänge l_{bd}	97
9.3.	<i>Bestimmung der Mindestverankerungslänge zur Sicherstellung der Verbundtragfähigkeit über den gesamten Bemessungszeitraum</i>	98
9.3.1.	Herleitung der Verbundkriechzahl	98
9.3.2.	Ableitung einer zeit- und temperaturabhängigen Verbundfestigkeit im rechnerischen Bruchzustand	99
9.3.3.	Bestimmung der Mindestverankerungslänge $\alpha_{ls, min}$ zur Berücksichtigung des Langzeitverbundverhaltens	100
9.4.	<i>Bemessungsansatz der Endverankerungslänge für FKB</i>	102
9.5.	<i>Bemessungsbeispiel</i>	103

10. Fazit und Ausblick	106
A. Literatur	110
B. Anhang	116
<i>B.1. Betonfestigkeiten</i>	<i>116</i>
<i>B.2. Verbundspannungs-Schlupf Beziehungen der Beam-End Tests</i>	<i>119</i>
<i>B.3. Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und dem angepasster Bemessungsansatz</i>	<i>124</i>
<i>B.4. Messdaten der Langzeitverbunduntersuchungen</i>	<i>126</i>

Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstitutes für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert.

(Aktenzeichen: SWD-10.08.18.7-17.62)

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichtes liegt beim Autor.

1. Motivation

Die Sicherstellung der Dauerhaftigkeit ist eine der grundlegenden Anforderungen baulicher Anlagen. Diese beschreibt die Widerstandsfähigkeit eines Bauwerks gegen physikalische und chemische Einwirkungen [Zilch 2010]. Der Bemessungszeitraum beträgt für Hochbauwerke 50 und für Ingenieurbauwerke 100 Jahre [Beton-Kalender 2020]. Die Tragfähigkeit sowie die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks müssen über den gesamten Bemessungszeitraum sichergestellt werden.

Die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton ist maßgebend abhängig vom Korrosionswiderstand des Betonstahls. Der Korrosionsschutz wird durch die hohe Alkalität des umgebenden Betons gewährleistet. Umwelteinflüsse wie Feuchtigkeit, Temperatur, Luft- und Wasserverschmutzungen sowie chemische und biologische Medien können die Alkalität des Betons beeinflussen und die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton herabsetzen [Füllsack-Köditz 2004]. Durch die hohe Beständigkeit gegen aggressive Medien bietet nichtmetallische Faserkunststoffbewehrung (FKB) eine Lösungsmöglichkeit für Bauteilschäden infolge Stahlkorrosion. Speziell Bauwerke die einem hohen Korrosionsrisiko unterliegen, eröffnet sich durch den Einsatz einer nichtmetallischen Bewehrung ein hohes Potential diese als dauerhafte und wartungsarme Betonkonstruktionen auszuführen.

2. Problemstellung

Glasfaserverstärkte Kunststoffe (GFK) gelten als korrosionsfrei. Hiermit ist jedoch rostfrei gemeint. Das Wort „Korrosion“ stammt aus dem lateinischen und bedeutet „Zersetzen“ und beschreibt damit die chemische Reaktion eines Werkstoffs mit seiner Umgebung. Da es sich bei glasfaserverstärkten Kunststoffen um keinen metallischen Werkstoff handelt, rostet diese Bewehrung nicht, jedoch werden unter bestimmten Umwelteinflüssen auch die beiden Komponenten Glas und Kunststoff mit der Zeit geschädigt [Benedix 2011]. Diese Alterung von Glas und Kunststoff führt ebenfalls wie die Korrosion metallischer Werkstoffe zu einer messbaren Degradation der Festigkeiten. Daher ist dieser Werkstoff nicht korrosionsfrei und das mechanische Kurzzeittragverhalten weicht von dem Langzeittragverhalten ab. Um die Dauerhaftigkeit von Bauwerken mit diesem Material sicherstellen zu können, muss das zeitabhängige Materialverhalten quantifizierbar sein. Es ist bereits belegt, dass sowohl die Zugfestigkeit als auch die Verbundfestigkeit mit der Zeit degradieren [Weber 2018]. Im Gegensatz zum Langzeitzugtragverhalten [Keller 2017]; [Bies 2019], sind in der Literatur kaum Informationen zum Langzeitverbundtragverhalten zu finden. In Deutschland existiert zurzeit keine allgemeine Normierung für FKB. In der kanadischen [CSA-S806-10] und amerikanischen Norm [ACI 440.3R-12] wird bereits das Langzeitzugtragverhalten von FKB berücksichtigt, jedoch existieren keine Anforderungen an das Langzeitverbundtragverhalten.

Da es sich im Gegensatz zu Stahl bei faserverstärktem Kunststoff (FVK) um einen Verbundwerkstoff handelt, sind die Materialeigenschaften der Faserkunststoffbewehrung von den Werkstoffeigenschaften der Faser sowie des Kunststoffs abhängig. So wie vor der normativen Festlegung der Material- und Geometrieigenschaften von Betonstahl [DIN 488] variiert die Materialzusammensetzung und die Oberflächenprofilierung (siehe Abb. 2.1 rechts) der heutigen Faserkunststoffbewehrung.

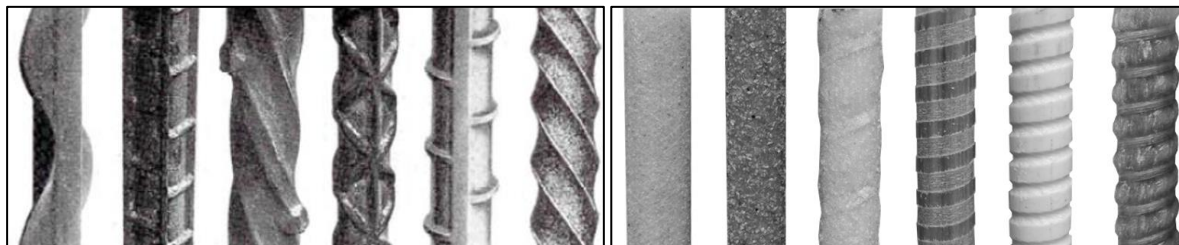


Abb. 2.1: Auswahl historischer Bewehrungsstäbe aus Stahl [Füllsack-Köditz 2004] (links) und heutiger glasfaserverstärkter Kunststoffbewehrung (rechts).

Die Materialalterung sowie die variierende Zusammensetzung und Oberflächenprofilierung der FKB führen zu einem abweichenden Verbundtragverhalten gegenüber Betonstahl. Hierdurch besteht zurzeit eine offene Wissenslücke im Bereich der Bemessung von Endverankerungslängen von Betonbauteilen mit FKB.

3. Zielsetzung

Ziel dieses Forschungsprojektes ist ein Beitrag zur Bemessung der Endverankerungslänge mit Bewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff auf Grundlage des aktuellen Arbeitsentwurfs des Neuvorschlags des Eurocode 2 [prEN 1992-1-1-D4]. Der Fokus liegt auf der Anpassung des Bemessungsansatzes unter Berücksichtigung des Kurz- und Langzeitverbundtragverhaltens.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens der Endverankerung unter Kurzzeitbeanspruchung wird der Einfluss der konstruktiven Parameter Betonfestigkeit, Stabdurchmesser, Verankerungslänge, Betondeckung, Querbewehrung und Querdruck untersucht. Die Ergebnisse sollen zeigen, welche der jeweilige Parameter abhängig oder unabhängig vom Bewehrungsmaterial sind. Abhängige Parameter werden auf das stabspezifische Verhalten angepasst, um mit der Bemessungsgleichung der Endverankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] die Tragfähigkeit der Endverankerung unter Kurzzeitbeanspruchung sicherzustellen.

Im Rahmen der Langzeituntersuchungen werden die Auswirkungen einer Alterungs- und Kriechbeanspruchung auf den Verbund von FKB und Beton untersucht. Hierzu wird ein Versuchsstand entwickelt, mit welchem unter den äußeren Einflüssen Feuchtigkeit, erhöhte Temperatur und Betonalkalität die Degradation der Verbundfestigkeit erforscht wird. Die hiermit ermittelten Ergebnisse werden genutzt, um eine Mindestverankerungslänge in

Abhängigkeit von Zeit und Temperatur zu definieren, welche die Tragfähigkeit der Endverankerung über den gesamten Bemessungszeitraum sicherstellt.

Im Folgenden werden die einzelnen Arbeitsschritte dieser Arbeit aufgeführt:

1. Literaturrecherche der Grundlagen zu:
 - der Verbundverankerung von Betonstahl und Beton.
 - der Zusammensetzung und dem Schädigungsverhalten von FKB.
 - der abweichenden Materialcharakteristik zwischen Betonstahl und FKB und deren Auswirkung auf die Verbundtragfähigkeit.

2. Experimentelle Untersuchungen:
 - der stabspezifischen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung.
 - des Einflusses konstruktiver Parameter auf die Verbundtragfähigkeit.
 - der zeitabhängigen Verbundfestigkeit unter Dauerlast und der kombinierten Einwirkung aus Feuchte, Betonalkalität und erhöhte Temperatur.

3. Modell zur Berechnung des Verbundspannungsverlaufs entlang der Verankerungslänge:
 - zur Ableitung einer Verbundspannung im Bruchzustand
 - zur Berücksichtigung des Verbundkriechens auf die Verbundtragfähigkeit

4. Anpassung des Bemessungsansatzes zur Sicherstellung Verbundtragfähigkeit:
 - Endverankerungslänge unter Berücksichtigung der konstruktiven Parameter unter Kurzzeitbeanspruchung.
 - Mindestverankerungslänge unter langandauernder Belastung in Abhängigkeit von Zeit und Temperatur.

4. Grundlagen

4.1. Verbundverankerung

Bewehrter Beton ist ein Verbundwerkstoff, welcher aus den beiden Komponenten Beton und Bewehrung besteht. Die Kraftübertragung zwischen den beiden Komponenten wird als Verbund bezeichnet. Da bei steigender Kraft die Dehnung von Beton und Bewehrung voneinander abweichen, handelt es sich hierbei nicht um einen starren Verbund, sondern um einen verschieblichen Verbund.

Das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung nimmt direkten Einfluss auf den Traglast- und Gebrauchszustand. Abb. 4.1 zeigt die Bereiche der Verbundkraftübertragung in einem bewehrten Betonbauteil. Im Bereich der Feldmitte führen Biegerisse zu einer Umlagerung der freiwerdenden Kräfte vom Beton in die Bewehrung. Infolge der Dehnungsdifferenz zwischen Beton und Bewehrung werden im Riss Verbundkräfte auf beiden Seiten des Risses eingeleitet. Um als Verbundwerkstoff wirken zu können, muss die sich in der Bewehrung befindliche Zug- oder Druckkraft im Beton verankert werden. Dies ist insbesondere am Endauflager von Biegebauteilen erforderlich und wird als Endverankerung bezeichnet. Die Verankerung kann durch den Verbund zwischen Beton und Bewehrung oder durch mechanische Hilfsmittel, wie z. B. Ankerplatten, realisiert werden. Die Verankerung über den Verbund wird als Verbundverankerung bezeichnet. Diese kann mit geraden oder gebogenen Stabenden wie Haken, Winkelhaken oder Schlaufen erfolgen. Die einfachste und in der Regel wirtschaftliche Methode einer Verankerung ist die Verbundverankerung gerader Stabenden [Zilch 2010]. Die Tragfähigkeit der Verankerung ist von dem Verbundverhalten von Beton und Bewehrung abhängig. Neben der Verankerung der Bewehrung am Endauflager ist es zudem notwendig, gestaffelter Bewehrung und Übergreifungsstöße zu verankern. Wie Abb. 4.1 zeigt, nimmt das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung direkten Einfluss auf die Endverankerung und den Übergreifungsstoß sowie auf die Rissverteilung und Rissbreiten.

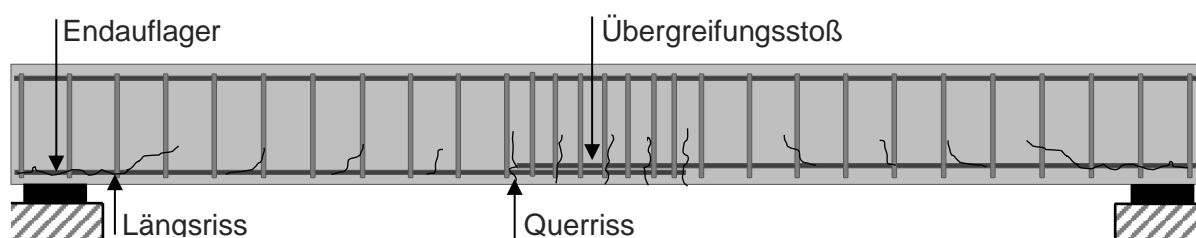


Abb. 4.1: Typische Bereiche der Verbundkraftübertragung an einem biegebeanspruchten Balken.

4.1.1. Verbundverhalten profilierter Bewehrungsstäbe in Beton

Das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben und Beton wird von einer Vielzahl komplexer Mechanismen bestimmt. Zur Beschreibung dieses Verhaltens wird die Kraftübertragung zwischen Bewehrungsstäben und Beton mit deren Grenzfläche in Verbindung gebracht. Die

mittlere Verbundspannung τ_m ergibt sich aus dem Quotienten der Ausziehkraft F_b und der Kontaktfläche zwischen Beton und Bewehrung A_b .

$$\tau_m = \frac{F_b}{A_b} \tag{Gl. 4-1}$$

Das Verbundverhalten kann in drei Mechanismen aufgeteilt werden: Haftung, mechanische Verzahnung und Reibung. Die zwischen Beton und Bewehrung resultierende Relativverschiebung wird als Schlupf s bezeichnet. Zur Beschreibung des Verbundverhaltens werden die Verbundspannung τ und der Schlupf s in Zusammenhang gebracht (Abb. 4.2 rechts). Bereits bei geringen Schlupfwerten wird die Adhäsion des Haftverbundes zerstört. Nach deren Überschreitung wird die mechanische Verzahnung aktiviert ①. Hierbei stützen sich die Bewehrungsrippen gegen die Betonkonsolen ab. Beim Erreichen der maximalen Verbundspannung scheren bei einer weiteren Steigerung der Beanspruchung die Bewehrungsrippen ab oder die Betonkonsolen ab ② und der Effekt aus mechanischer Verzahnung wird aufgelöst. Hiernach bildet nur noch die Reibung zwischen Bewehrung und Beton einen Widerstand ③. Die mathematische Beschreibung dieser Verbundspannung-Schlupf-Beziehung wird als Verbundgesetz (siehe Abschnitt 4.1.1.1) bezeichnet.

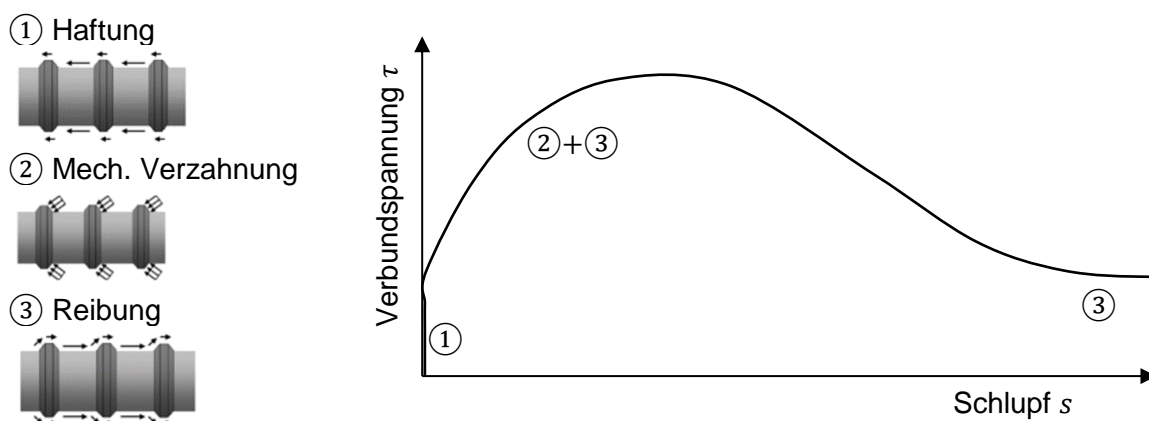


Abb. 4.2: links: Mechanismen des Verbunds nach [ACI 408R-03], rechts: Verbundspannung-Schlupf-Beziehung in Abhängigkeit der Verbundmechanismen. (Eigene Darstellung)

Die Verbundspannung-Schlupf-Beziehung ist ein vereinfachtes Modell zur Beschreibung der komplexen Wechselwirkung zwischen Bewehrung und Beton, bei der alle auftretenden Kräfte infolge Haftung, mechanischer Verzahnung und Reibung über die Verbundlänge l_b konstant verteilt werden. Hieraus ergibt sich ein idealisiertes Modell, bei dem die Verbundspannung eine konstante Funktion über die Verbundlänge bildet (siehe Abb. 4.3).

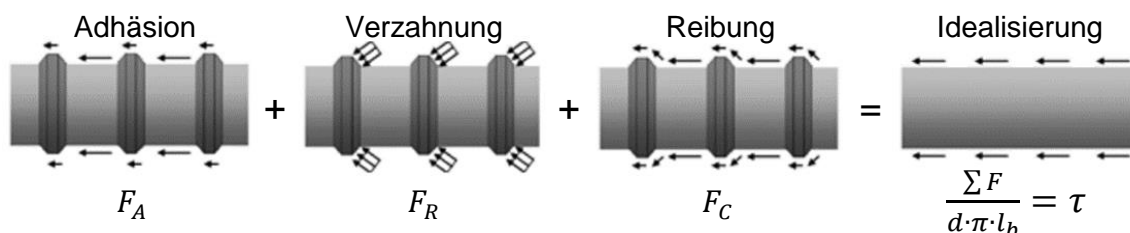


Abb. 4.3: Idealisierung der Verbundmechanismen [Ritter 2013]. (Eigene Darstellung)

Ein Verbundversagen kann durch ein Scherversagen oder durch ein Spaltversagen eintreten. Bei einem Scherversagen wird die Betondruckfestigkeit überschritten, wodurch die Betonkonsolen abscheren und der Bewehrungsstab herausgezogen wird (Abb. 4.4 rechts). Durch das Abstützen der Bewehrungsrippe gegen die Betonkonsole resultiert eine Keilwirkung, welche neben einer axial wirkenden Druckspannung eine radiale Zugspannung in den Beton einleitet. Überschreitet diese sogenannte Ringzugspannung die Betonzugfestigkeit, entstehen Längsrisse, welche zu einem Spaltversagen führen (Abb. 4.4 links) [Ritter 2013].

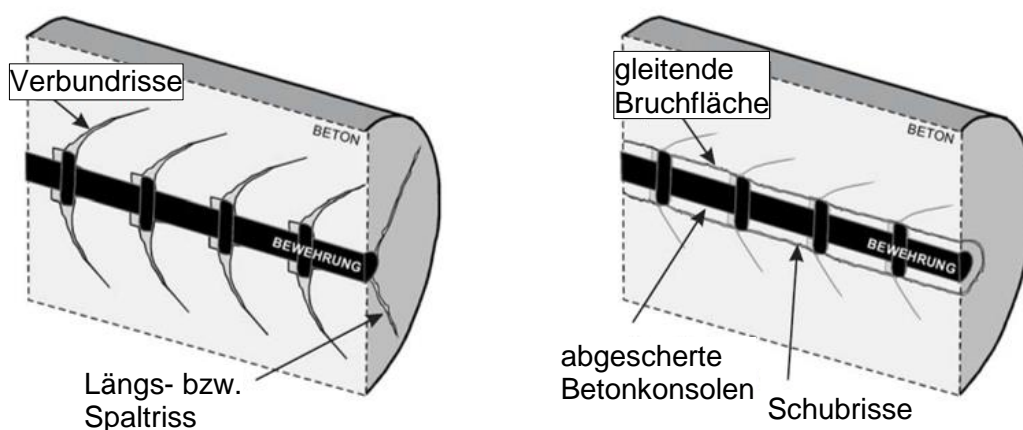


Abb. 4.4: Versagensarten im Verbundbereich. Links Spaltversagen und rechts Scherversagen [Lindorf 2011].

4.1.1.1. Ableiten des Verbundgesetzes auf Basis von Versuchsergebnissen

Das Verbundgesetz ist ein vereinfachtes Materialgesetz, welches die komplexen Wechselwirkungen summarisch erfasst [Zilch 2010]. Hiermit wird das Verbundtragverhalten eines einbetonierten Bewehrungsstabes an jeder Stelle der Verbundlänge beschrieben. Ermittelt wird das Verbundgesetz an Verbundversuchen mit kurzer Verbundlänge wie dem Ausziehversuch nach [RILEM RC 6] (siehe Abschnitt 4.1.2.8).

Die hierfür verwendete Ansatzfunktion wird in Abhängigkeit des Schlupfes partiell unterteilt. Der erste Abschnitt des Verbundgesetzes ist der ansteigende Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (siehe Abb. 4.15 $0 \leq s \leq s_1$). Im Gebrauchszustand eines Bauteils wird dieser Bereich nicht verlassen [Zilch 2010], wodurch dieser Teil von entscheidender Bedeutung ist. Die mathematische Beschreibung dieses Abschnitts findet durch Potenzfunktionen statt. In der Literatur steht eine Vielzahl von Ansatzfunktionen zur Beschreibung des ansteigenden Ast zur Verfügung [Martin 1984]; [Idda 1999]; [Noakowski 1985]; [Eligehausen 1983]; [Cosenza 1995]; [Malvar 1994]. Die verschiedenen Modelle unterscheiden sich hauptsächlich in der Berücksichtigung unterschiedlicher Versuchsrandbedingungen. Das in der Literatur am für Stahlbeton häufigsten angewendeten Modelle ist das BPE-Modell (Bertero-Popov-Eligehausen-Modell) nach [Eligehausen 1983];

[Model Code 1990]. Der ansteigende Ast wird hierbei mit der Potenzfunktion in Abhängigkeit des Schlupfes s (Gl.4-16) von $s = 0$ bis zur maximalen Verbundspannung $s = s_1$ beschrieben. Dem folgt bis zum Schlupf s_2 ein konstanter Teil (Gl.4-17), bei dem die maximale Verbundspannung nicht weiter gesteigert wird. Ab dem Schlupf s_2 bis zu s_3 fällt der Verlauf der Verbundspannung-Schlupf-Beziehung linear ab (Gl.4-18). Ab einem Schlupf größer als s_3 ist die Verbundspannung konstant τ_f (Gl.4-19).

$$\tau_{(s)} = \begin{cases} \tau_{max} \cdot (s/s_1)^\alpha & 0 \leq s \leq s_1 & \text{(Gl. 4-2)} \\ \tau_{max} & s_1 \leq s \leq s_2 & \text{(Gl. 4-3)} \\ \tau_{max} - \frac{\tau_{max} - \tau_f}{s_3 - s_2} \cdot (s - s_2) & s_2 \leq s \leq s_3 & \text{(Gl. 4-4)} \\ \tau_f & s_3 \leq s & \text{(Gl. 4-5)} \end{cases}$$

4.1.2. Einfluss konstruktiver Parameter auf die Verbundtragfähigkeit

Die Tragfähigkeit der Verbundverankerung ist über den Verbund von Bewehrung und Beton gegeben. Der Verbund und damit die Tragfähigkeit der Verbundverankerung werden durch konstruktive Parameter beeinflusst. Neben den Materialeigenschaften des Betons und der Bewehrung haben die bauliche Durchbildung der Verankerung sowie die Belastungsart Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit [Lindorf 2011]. Im Folgenden werden die wesentlichen Einflussfaktoren auf die Verbundtragfähigkeit erläutert.

4.1.2.1. Einfluss der Betonfestigkeit

Die mechanischen Eigenschaften des umgebenden Betons bilden die maßgebenden Einflussgrößen des Verbundverhaltens. Die Betondruck- und Betonzugfestigkeit bedingen den zentralen Widerstand gegen das Abscheren der Betonkonsolen oder das Spalten der Betondeckung. Mit steigender Betonfestigkeit steigt die Verbundtragfähigkeit zwischen Bewehrung und Beton. Die aufnehmbare Verbundspannung kann Abhängigkeit der Betonfestigkeit f_c formuliert werden:

$$\tau \sim f_c^k \quad \text{(Gl. 4-6)}$$

Der Exponent k aus Gl. 4-2 spiegelt dabei die Randbedingungen des Versuchs wieder. In der Literatur werden hierzu Werte von einem direkten Zusammenhang zur Druckfestigkeit ($k = 1$) bis zur Zugfestigkeit ($k = 1/2$) angegeben. Dieser Einfluss ist vor allem von äußeren Randbedingungen abhängig. Grund hierfür ist, dass die maximale Verbundspannung von der Versagensart abhängig ist, welche bei einem Scherversagen von der Betondruckfestigkeit und bei einem Spaltversagen von der Betonzugfestigkeit abhängig ist (vgl. Abb. 4.4) [Lindorf 2011]. Hierdurch ist der Einfluss der Betonfestigkeit auf die Verbundtragfähigkeit von der baulichen Durchbildung der Verankerung abhängig.

In [Model Code 1990] und [DIN EN 1992-1-1] wird die Bemessungsverbundspannung mit $f_{ck}^{2/3}$ berücksichtigt. Das Verbundgesetz nach [Model Code 1990] sowie die Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4], welche auf den Ergebnissen von [Eligehausen 1983] beruhen, berücksichtigen dahingegen den Einfluss der Betonfestigkeit mit $f_{ck}^{1/2}$.

4.1.2.2. Einfluss des Stabdurchmessers

Zur Beschreibung des Einflusses des Stabdurchmessers auf die Verbundtragfähigkeit wird der Stabdurchmesser d_s mit der Verbundlänge l_b ins Verhältnis gesetzt. Das Verhältnis zwischen Stabdurchmesser und Verbundlänge (d_s/l_b) wird als bezogener Stabdurchmesser bezeichnet. Da das Verhältnis von Umfang zur Querschnittsfläche mit größer werdendem Bewehrungsdurchmesser steigt, können Bewehrungsstäbe mit geringen Stabdurchmessern höhere Verbundspannungen erreichen [Ritter 2013].

In [Eligehausen 1983] wird aufgezeigt, dass bei Verbundversuchen mit einer Verbundlänge von $5 d_s$ mit steigendem Stabdurchmesser die maximale Verbundspannung reduziert wird. Die Ergebnisse zeigen, dass mit der Steigerung des Stabdurchmessers von 19 auf 32 mm die maximale Verbundspannung um 15 % reduziert wird.

Um den Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundtragfähigkeit zu reduzieren, wird die Oberflächenprofilierung durchmesserabhängig angepasst [DIN 488-2]. Hierdurch ist im Bereich von 4 bis 32 mm der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundtragfähigkeit gering [DAfStb Heft 138]; [DAfStb Heft 319], wodurch der Einfluss des Stabdurchmessers in diesem Bereich bei der Bemessung der Endverankerungslänge nach [DIN EN 1992-1-1] nicht berücksichtigt wird.

4.1.2.3. Einfluss der Verbundlänge

Die Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung über die Verbundlänge gilt nur bei kurzen Verbundlängen ($l_b \leq 10 d_s$ [Watstein 1941]) und entspricht daher nicht dem wirklichen Verbundspannungsverlauf einer Endverankerung. In der Realität werden Bewehrungsstäbe über eine längere Verbundlänge (bis zu $l_b = 50 d_s$ [prEN 1992-1-1-D4]) verankert, wodurch im Lasteinleitungsbereich eine Spannungskonzentration stattfindet, die zum unbelasteten Stabende hin regressiv abfällt. Abb. 4.5 zeigt den nichtkonstanten Spannungsverlauf und die Verteilung der dazugehörigen Verbundmechanismen (①: Adhäsion; ②: mechanische Verzahnung; ③: Reibung) über die Verbundlänge bei zunehmender Kraft.

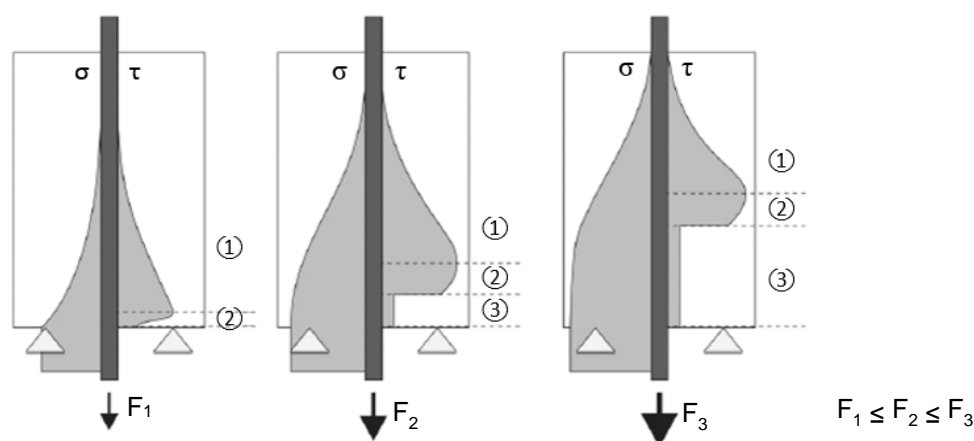


Abb. 4.5: Normal- σ und Verbundspannung τ in Abhängigkeit der Verbundmechanismen über die Verbundlänge bei steigender Belastung [Lindorf 2011].

In [DAfStb Heft 228] werden zylinderförmige Ausziehkörper aus Epoxidharz und einer zentrischen Stahlbewehrung hergestellt. Mittels einer spannungsoptischen Analyse wird der nichtkonstante Verbundspannungsverlauf über die Verbundlänge sichtbar. Wie in Abb. 4.6 zu sehen, findet an der lastzugewandten Seite (links) eine Spannungskonzentration statt, welche auf einen nichtbeanspruchten Bereiche am lastabgewandten Stabende abfällt (rechts). Somit wird nicht die gesamte Verbundlänge zum Kraftabtrag herangezogen, wodurch der Verbundspannungsverlauf demzufolge nicht konstant ist.

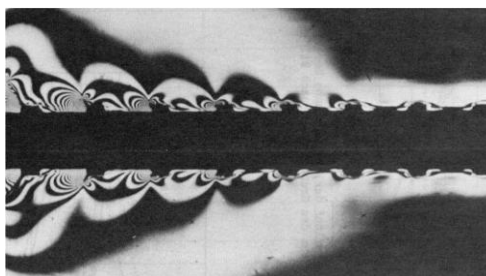


Abb. 4.6: Isochromatenverlauf eines zylindrischer Ausziehkörper aus Epoxidharz und einer zentrischen Stahlbewehrung [DAfStb Heft 228].

In [Ritter 2013] wird anhand von Versuchsergebnisse einer Datenbank gezeigt, dass mit steigender Verbundlänge die maximalen Ausziehkkräfte $F_{b,max}$ steigen, die über die Verbundlänge gemittelte maximale Verbundspannung τ_{max} jedoch sinkt. Hieraus folgt, dass die Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung über die Verbundlänge nur bei kurzen Verbundlängen zutrifft.

In [DIN EN 1992-1-1] wird zur Bemessung vereinfacht von einem konstanten Verbundspannungsverlauf über die Verbundlänge ausgegangen. Das Grundmaß der Verankerungslänge $l_{b,req}$ entspricht der zu verankernden Kraft unter einer konstanten Verteilung der Bemessungsverbundspannung über die gesamte Verbundlänge. Hierdurch wird nicht zwischen kurzen und langen Verbundlängen unterschieden, wodurch der Einfluss der Verankerungslänge auf der sicherliegenden Seite vernachlässigt wird.

In [Model Code 2010] und [fib Bulletin 72] wird der Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundtragfähigkeit mit $(l_b/d_s)^{0,55}$ berücksichtigt, wodurch kurze Verankerungslängen im Verhältnis zu lange Verankerungslängen höhere Verbundspannung aufnehmen kann.

4.1.2.4. Einfluss der Betondeckung

Wie in Abschnitt 4.1.1 erläutert, werden durch die Keilwirkung der Bewehrung Ringzugspannungen in den Beton eingeleitet. Wird diese Zugbeanspruchung nicht aufgenommen, führt dies zum Spalten der Betondeckung. Je größer die Betondeckung c , desto größer der Widerstand gegen Spaltrissbildung. Der Einfluss der Betondeckung wird mit dem Verhältnis zwischen Betondeckung und Stabdurchmesser beschrieben und als bezogene Betondeckung (c/d_s) bezeichnet.

In [Vandewalle 1992] werden Verbundversuche mit variierender Betondeckung durchgeführt. Ab einer bezogenen Betondeckung von $c/d_s = 2,5 - 3,5$ findet ein Versagenswechsel von Spaltversagen ($c/d_s < 2,5 - 3,5$) zu einem Scherversagen ($c/d_s > 2,5 - 3,5$) statt.

Die Untersuchungen von [Abrishami 1996] zeigen bei zylinderförmigen Ausziehkörpern ein Scherversagen bei $c/d_s = 3,0$. Die Versuche mit $c/d_s = 2,1$ zeigen hingegen ein Spaltversagen.

In [Eckfeldt 2005] führen die Ausziehversuche mit einer bezogenen Betondeckung von $c/d_s = 2,9$ bis $4,8$ zu einem Spaltbruch. Größere bezogene Betondeckungen implizieren ein Ausziehversagen.

In [Eligehausen 1983] wird anhand von Ausziehversuchen der Einfluss der Betondeckung auf die Verbundspannung bei Spaltbruch τ_{sp} mit folgender Gleichung bestimmt:

$$\tau_{sp} = 1,54 \cdot f_{ct} \cdot \sqrt{\frac{c}{d_s}} \quad (\text{Gl. 4-7})$$

In [Model Code 2010] ist zum Vermeiden eines Spaltversagens eine bezogene Betondeckung von $c/d_s \geq 5$ notwendig.

Die Betondeckung in [DIN EN 1992-1-1] setzt sich aus der Mindestbetondeckung und dem Vorhaltemaß zusammen. Die Mindestbetondeckung ist in Abhängigkeit der Expositionsklasse zu bestimmen. Zur Sicherstellung des Verbundes ist jedoch immer mindestens der einfache Stabdurchmesser zuzüglich ein Vorhaltemaß von 10 mm als Mindestbetondeckung notwendig. Somit ergeben sich minimale Betondeckungen von dem 1,3 – bis 2,3 – fachen des Stabdurchmessers.

4.1.2.5. Einfluss der Querbewehrung

Wie die Betondeckung bildet auch die Querbewehrung einen Widerstand gegen die Spaltrissbildung. Die Querbewehrung verhindert das unkontrollierte Öffnen der Betondeckung durch einen Spaltriss, wodurch auch nach Spaltrissbildung die Ausziehkraft und somit die Verbundtragfähigkeit gesteigert werden können.

Die Wirksamkeit der Querbewehrung gegenüber der Spaltwirkung der Bewehrung ist maßgebend von deren Lage in Bezug auf die in Verbund stehende Längsbewehrung abhängig. Im Allgemeinen entstehen bei Bauteilen drei mögliche Anordnungen der Querbewehrung in Bezug auf die Längsbewehrung (Abb. 4.7). In balkenartigen Bauteilen wird meist bügelartige Querbewehrung verwendet. Diese führt zu einer zweiseitigen Umschließung der Längsbewehrung (a). In plattenartigen Bauteilen steht die Längsbewehrung meist in tangentialer Verbindung mit der Bewehrung (b, c). Ein wirksamer Widerstand gegen die entstehenden Ringzugspannungen bietet jedoch lediglich die Querbewehrung, welche den möglichen Spaltriss kreuzt (a, b). Dies ist in der Regel die Stelle mit der geringsten Betondeckung. Somit bietet eine Querbewehrung auf der zum Bauteilinneren gerichteten Seite keine Steigerung der Verbundfestigkeit (c) [Schenkel 1998].

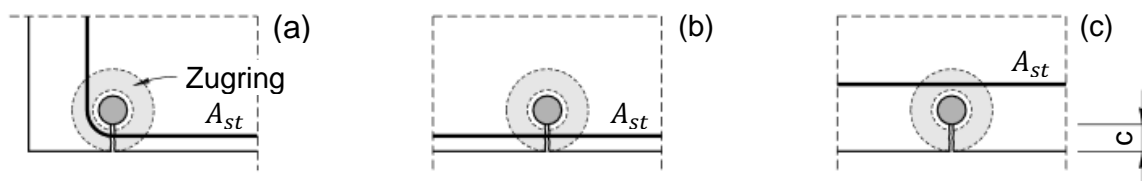


Abb. 4.7: Ausführungsmöglichkeiten von Querbewehrung in Bezug auf die Hauptbewehrung [Schenkel 1998].

Der Einfluss der Querbewehrung auf die Verbundfestigkeit untersucht [Eligehausen 1983] anhand von querbewehrten Ausziehversuchen mit einer Betondeckung von $c/d_s = 3,0$. Die Ergebnisse zeigen, dass ohne Querbewehrung ein Spaltversagen auftritt. Durch den Einsatz von Querbewehrung wird ein Spaltversagen vermieden und die Verbundtragfähigkeit gesteigert. Auf Basis dieser Daten wird eine Gleichung (Gl. 4-4) abgeleitet, mit welcher die notwendige Querschnittsfläche der Querbewehrung A_{st} abgeschätzt werden kann, die erforderlich ist, um ein Spaltversagen zu vermeiden:

$$\sum A_{st} = 0,3 \cdot n \cdot A_s \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_{sq}} \quad (\text{Gl. 4-8})$$

mit:

- n Anzahl der Stäbe in einer Lage
- A_s Querschnittsfläche der Längsbewehrung
- σ_s Spannung in der Längsbewehrung
- σ_{sq} Zulässige Spannung in der Querbewehrung

Zudem zeigen die Untersuchungen, dass der Durchmesser der Querbewehrung lediglich einen geringen Einfluss auf die Steigerung der Verbundtragfähigkeit hat. Der positive Effekt der Querbewehrung auf die Verbundtragfähigkeit resultiert somit vor allem aus der Vermeidung der unkontrollierten Spaltrissöffnung.

In [DIN EN 1992-1-1] wird der Einfluss der Querbewehrung mit dem Parameter α_3 berücksichtigt. Hierbei wird die Lage der Querbewehrung in Bezug auf die Längsbewehrung K (siehe Abb. 4.7) und das Verhältnis von Quer- A_{st} zu Längsbewehrung A_s (der Querbewehrungsgrad) miteinbezogen:

$$0,7 \leq \alpha_3 = 1 - K \cdot (\sum A_{st} - \sum A_{st,min}) / A_s \leq 1,0 \quad (\text{Gl. 4-9})$$

In [prEN 1992-1-1-D4] wird die Lage der Querbewehrung in Bezug auf die Längsbewehrung k_{conf} (siehe Abb. 4.12), die Querbewehrungsfläche A_{st} , die Anzahl potentieller Spaltrisse durch die Querbewehrung n_t , die Anzahl der zu verankernden Stäbe n_b sowie der Abstand der Querbewehrung s_{st} berücksichtigt. Hiermit wird die äquivalente Betondeckung $c_{d,conf}$ ausgerechnet, welche die Querbewehrung in Bezug zur Betondeckung setzt.

$$c_{d,conf} = c_d + \left(30 \cdot k_{conf} \cdot \frac{n_t \cdot A_{st}}{n_b \cdot d_s \cdot s_{st}} \right) \cdot d_s \leq 3,75 \cdot d_s \quad (\text{Gl. 4-10})$$

4.1.2.6. Einfluss von Querdruck auf den Verbundbereich

Durch äußeren Querdruck auf den Verbundbereich finden eine Querdehnungsbehinderung des umliegenden Betons und eine Erhöhung der Reibung zwischen Bewehrung und Beton statt. Dies führt zu einer Steigerung der Verbundtragfähigkeit.

In [Eligehausen 1983] werden Ausziehversuche mit einer Verbundlänge von $5 d_s$ und einer senkrecht zum Stab aufgetragenen Druckspannung von ca. 40 % der Betondruckfestigkeit durchgeführt. Die Versuche zeigen eine Steigerung der Verbundspannung τ_{max} um ca. 20 %.

In [Robins 1984] werden Verbundversuche unter Querdruck durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass ab einem Querdruck von ca. 30 % der Betondruckfestigkeit ein Versagenswechsel von Spaltversagen zu Scherversagen stattfindet.

In [DIN EN 1992-1-1] wird der Druck auf die Verbundlänge, welcher senkrecht zum Bewehrungsstab wirkt in Abhängigkeit des Querdrucks p berücksichtigt:

$$\alpha_2 = 1 - 0,04 \cdot p \quad (\text{Gl. 4-11})$$

$$0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$$

Dahingegen wird in den nationalen Bestimmungen [DIN EN 1992-1-1/NA] der Querdruck infolge einer direkten Lagerung mit $\alpha_2 = 0,7$ pauschal berücksichtigt.

4.1.2.7. Einfluss einer langandauernden Belastung

Die durch die Bewehrung in den Beton eingeleiteten Druckspannungen führen bei langandauernden Belastung zu einem Kriechen der Betonkonsolen. Kriechen beschreibt das Wachstum der Verformung bei gleichbleibender Belastung und tritt bei viskoelastischen Werkstoffen auf. Viskoelastische Werkstoffe weisen ein teilweise elastisches und infolge von Zeit-, Temperatur- oder Frequenzänderungen ein viskoses Materialverhalten auf. Abb. 4.8 zeigt die mit der Zeit zunehmenden Verformungen bei konstanter Belastung. Die zeitliche Entwicklung der Kriechverformungen können in primäres ①, sekundäres ② und tertiäres ③ Kriechen unterteilt werden. Nach dem Belastungsbeginn nehmen die Verformungen im primären Kriechen degressiv zu. Dem angeschlossen wachsen die Verformungen im sekundären Kriechen proportional an, bis diese im tertiären Kriechen in einen progressiven Verlauf übergehen [Kränkel 2017].

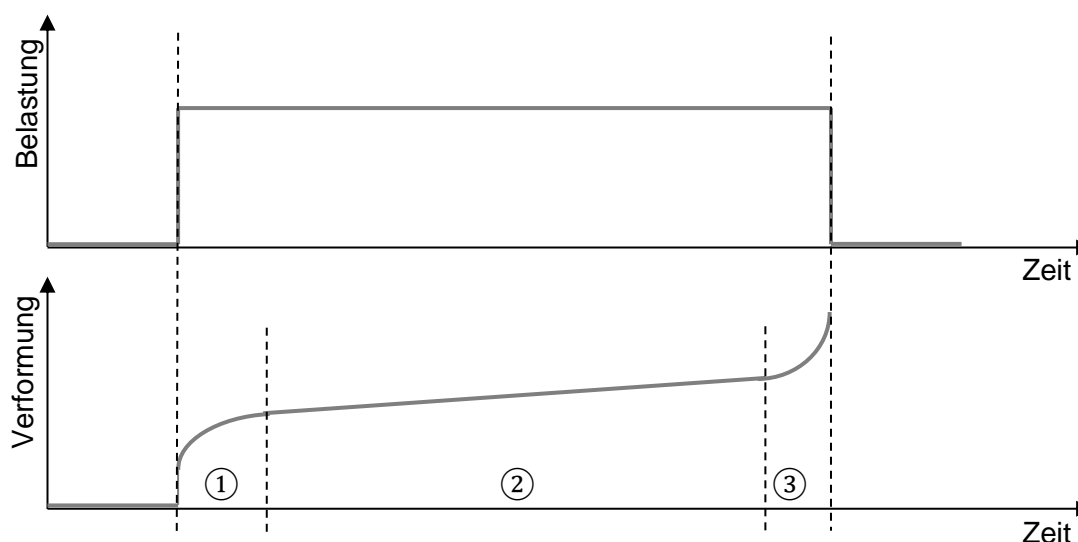


Abb. 4.8: Zeitliche Entwicklung des Kriechens. ① Primäres, ② sekundäres und ③ tertiäres Kriechen [Zilch 2010] (Eigene Darstellung).

Im Gegensatz zum Beton weist der Betonstahl keine Kriechneigung auf. Somit resultiert das Verbundkriechen bei Stahlbeton aus dem Kriechen der Betonkonsolen [Zilch 2010]. Das Verbundkriechen führt mit der Zeit zu einer Spannungsumlagerung von der lastzugewandten zur lastabgewandten Seite. Die zeitabhängige Schlupfzunahme (Gl. 4-6) kann mit der Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$ (Gl. 4-5) beschrieben werden. Diese gibt die Schlupfzunahme bezogen auf den Schlupf zum Belastungsbeginn s_0 und der Belastungsdauer t an.

$$\varphi_{(t,t_0)} = ((1 + 10 \cdot t)^\beta - 1) \quad (\text{Gl. 4-12})$$

$$s(t) = s_0 \cdot (1 + \varphi_{(t,t_0)}) \quad (\text{Gl. 4-13})$$

Durch die Berücksichtigung der zeitabhängigen Schlupfzunahme kann die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung in Abhängigkeit der Zeit bestimmt werden, die

sogenannte isochrone Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [DAfStb Heft 268]. Abb. 4.9 zeigt eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bei Belastungsbeginn t_0 und nach der Belastungsdauer t .

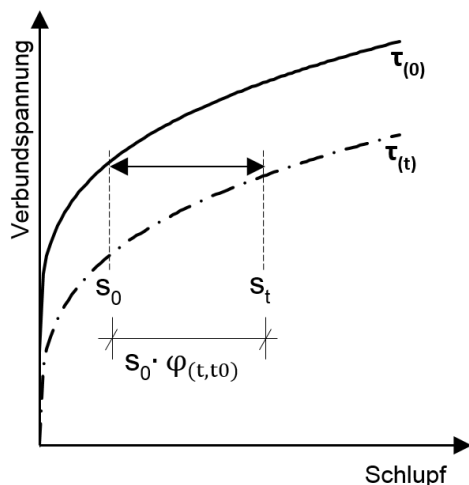


Abb. 4.9: Isochrone Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung [DAfStb Heft 268] (eigene Darstellung).

Die Untersuchungen in [DAfStb Heft 268] zeigen einen proportionalen Zusammenhang zwischen der langandauernden, konstanten Verbundspannung und dem mit der Zeit zunehmenden Schlupf. Hieraus resultiert ein lineares Kriechverhalten. Der Exponent β der Verbundkriechzahl wird für Stahlbeton mit $\beta = 0,082$ bestimmt.

In [Rohling 1987] werden Verbundversuche unter langandauernder Belastung durchgeführt. Die Schlupfentwicklung führt bei den durchgeführten Versuchen zu einer Rissbreitenvergrößerung innerhalb von $100.000 h$ um 40 – 48 %. Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen verringert sich um 10 – 50 %. Die Verbundkriechzahl ist von der Betongüte, der Zementart, der Oberflächenprofilierung sowie der Betondeckung abhängig. Die minimale Langzeitverbundfestigkeit entspricht in Abhängigkeit der genannten Einflussfaktoren ca. 70 – 80 % der maximalen Verbundspannung τ_{\max} .

4.1.2.8. Einfluss des Probekörperaufbaus

Zur experimentellen Untersuchung des Verbundtragverhaltens wird in der Literatur eine Vielzahl von Probekörpern beschrieben. Durch deren variierende Geometrie, Belastungsart, Lagerungsbedingungen und Umschnürung (Betondeckung/Querbewehrung) unterscheiden sich auch die resultierenden Ergebnisse [Lindorf 2011]. Abb. 4.10 zeigt eine Übersicht der in der Literatur beschriebenen Versuchskörper zur Prüfung des Verbundtragverhaltens.

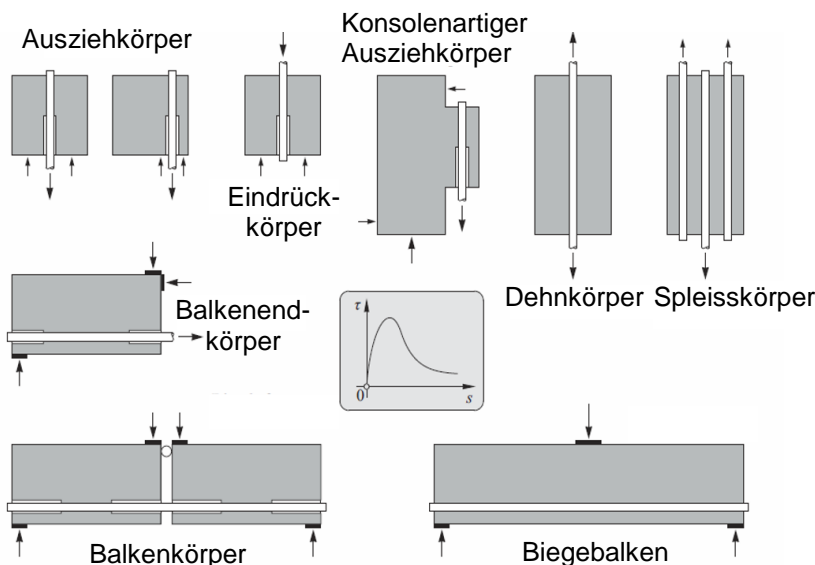


Abb. 4.10: Unterschiedliche Verbundversuchskörper [Alvarez 1998].

Zur Bestimmung des Verbundtragverhaltens an kleinformatischen Versuchskörpern werden oft Ausziehkörper nach [RILEM RC 6] und Balkenkörper in Form des Beam-End Tests nach [ASTM A944-10] verwendet.

Der Ausziehversuch nach [RILEM RC 6] weist einen geringen Herstellung- und Durchführungsaufwand auf und bietet durch dessen geringe Verbundlänge ($l_b = 5 d_s$) einen annähernd konstanten Verbundspannungsverlauf. Daher ist dieser Versuchskörper geeignet, um den reinen Scherwiderstand zwischen Bewehrungsoberfläche und Betonkonsolen zu bestimmen. Jedoch handelt es sich bei dem Ausziehversuch um einen abstrakten Versuchskörper, welcher mit realen Endverankerungen in Bauteilen wenig gemein hat. Durch die kurze Verbundlänge wird die gesamte Verbundlänge vollständig beansprucht, wodurch sehr hohen Verbundfestigkeiten resultieren, welche in realen Bauteilen durch die langen Verbundlängen selten erreicht werden [Cairns 2009]. Des Weiteren können Effekte der Spaltwirkung eines Bewehrungsstabes hiermit nur unzureichend untersucht werden.

Der Beam-End Test nach [ASTM A944-10] ist vergleichbar mit der Endverankerung eines Biegebalkens. Durch die exzentrische Anordnung des untersuchten Bewehrungsstabes entsteht im Versuch ein Biegemoment. Die resultierenden maximalen Verbundspannungen sind durch die ähnliche Belastungsweise und die längere Verbundlänge vergleichbar mit denen realer Endverankerungen. Im Gegensatz zum Ausziehversuch nach [RILEM RC 6] sind die maximalen Verbundspannungen geringer. Da sich bei dem Versuchskörper am Endauflager eines Biegebalkens orientiert wird, ist es hiermit möglich, dass Verbundtragverhalten in Abhängigkeit verschiedenen Einflussfaktoren wie z.B. Betondeckung, Querbewehrung, Querdruck zu ermitteln. In [Wildermuth 2013] wird der Einfluss des Probekörperaufbaus des Beam-End Test nach [ASTM A944-10] untersucht und modifiziert (siehe Abschnitt 6.2).

4.1.3. Bemessung der Endverankerungslänge

Im Bereich des Endauflagers muss die Bewehrung über das Auflager hinweg endverankert werden. Die zu verankernde Kraft entspricht hierbei der Kraft der Bewehrung am Beginn der Verankerungslänge. Diese beginnt am ersten Riss vor dem Auflager. Zur Bemessung der Verankerungslänge am Endauflager beginnt die rechnerische Verankerungslänge auf der sicher liegenden Seite an der Auflagerkante.

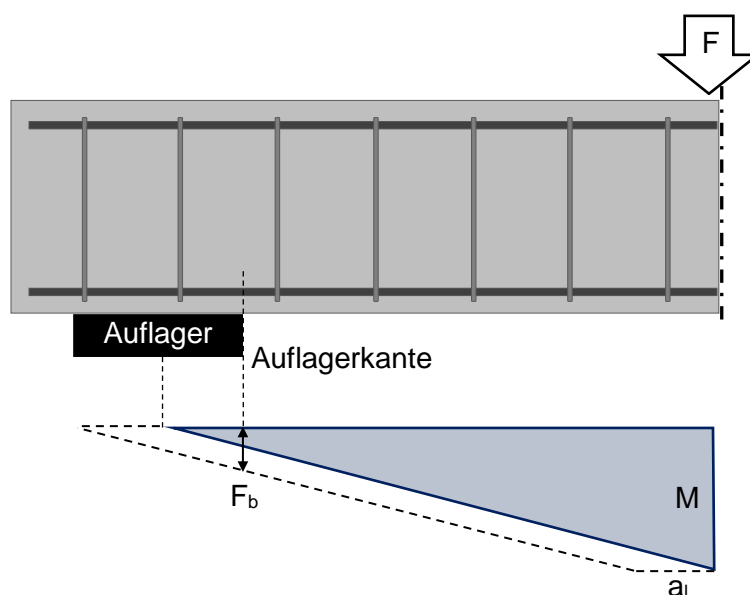


Abb. 4.11: Grafische Darstellung die an der an der Auflagerkante zu verankernde Kraft F_b .

Die hier an der Auflagerkante resultierende Kraft F_b ergibt sich aus dem Anteil infolge Biegezugbeanspruchung M und der um das Versatzmaß a_l verschobenen Querkraftbeanspruchung V (siehe Abb. 4.11). Gl. 4-11 gibt die Berechnung der zu verankernden Kraft in der Bewehrung F_b an:

$$F_b = \frac{M}{z} + \frac{V \cdot a_l}{z} \quad (\text{Gl. 4-14})$$

$$a_l = \frac{z}{2} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) \quad (\text{Gl. 4-15})$$

mit:

z	Hebelarm der inneren Kräfte
θ	Druckstrebenneigungswinkel
α	Neigungswinkel der Querkraftbewehrung

Die Tragfähigkeit der Endverankerung wird einerseits durch die Verankerungslänge und andererseits durch den Widerstand gegen Spalten bestimmt [Zilch 2010]. Ist die Länge der Endverankerung unzureichend, wird die Bewehrung aus dem Beton herausgezogen. Ist die Betondeckung unzureichend und es liegen keinen umschnürenden Effekt durch eine Querbewehrung oder Querdruck vor, spaltet die Betondeckung.

Zur Sicherstellung der Tragfähigkeit der Endverankerung wird eine erforderliche Verankerungslänge bestimmt. Hierzu stehen verschiedene normative Ansätze zur Verfügung. Im Folgenden werden die Ansätze nach [DIN EN 1992-1-1] und [prEN 1992-1-1-D4] erläutert.

4.1.3.1. Bemessung der Endverankerungslänge nach [DIN EN 1992-1-1]

Die hier beschriebenen Regelungen nach [DIN EN 1992-1-1] entsprechen denen des [Model Code 1990]. Die aufnehmbare Verbundspannung im GZT wird durch den Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} beschrieben. Der Oberflächenprofilierung von Betonstahl B500B [DIN 488-2] ist eine Mindestverbundtragfähigkeit vorausgesetzt [Zilch 2010]. Der Bemessungswert der Verbundspannung wird in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit f_{ctd} , der Lage des Stabes beim Betonieren η_1 sowie des Stabdurchmessers η_2 wie folgt berechnet:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (\text{Gl. 4-16})$$

Der Vorfaktor 2,25 ergibt sich aus dem Verbundverhalten des heute verwendeten gerippten Betonstahls nach [DIN 488-2]. Dieser ist bis zu einer Betonfestigkeitsklasse von C60/75 gültig. Die Lage des Stabes wird bei guten Verbundbedingungen mit $\eta_1 = 1,0$ und bei schlechten Verbundbedingungen mit $\eta_1 = 0,7$ berücksichtigt. Der Einfluss des Stabdurchmessers d_s geht mit $\eta_2 = 1,0$ bei $d_s \leq 32 \text{ mm}$ ein.

Die Basis der erforderlichen Verankerungslänge l_{bd} bildet das Grundmaß der Verankerungslänge $l_{b,rqd}$. Das Grundmaß ist dabei die Länge, welche notwendig ist, um die am Beginn der Verankerung vorhandene Stabnormalspannung σ_{sd} im Beton zu verankern. Hierbei gilt die Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung von f_{bd} über die Verankerungslänge:

$$l_{b,rqd} = \frac{d_s}{4} \cdot \frac{\sigma_{sd}}{f_{bd}} \quad (\text{Gl. 4-17})$$

Zur Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge l_{bd} werden die Einflussparameter Biegeform der Bewehrung, Betondeckung, Querbewehrung, angeschweißte Querstäbe und der Spannungszustand berücksichtigt.

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \quad (\text{Gl. 4-18})$$

Der Faktor α_1 erfasst die Biegeform der Bewehrung. Bei gerade Zugstäben gilt $\alpha_1 = 1,0$ und bei Zugstäben mit Winkel, Hacken oder Schlaufen $\alpha_1 = 0,7$. Der Einfluss der Betondeckung c bei geraden Stabenden ist in Abhängigkeit des Stabdurchmessers d_s und wird mit $0,7 \leq \alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c - d_s)/d_s \leq 1,0$ berücksichtigt. Jedoch ist hierbei gemäß den nationalen Bestimmungen nach [DIN EN 1992-1-1/NA] $\alpha_2 = 1,0$ zu wählen. Die Querbewehrung wird über

den Faktor α_3 berücksichtigt. Hierbei geht neben der Querschnittsfläche der Querbewehrung A_{st} , der Mindestquerbewehrung $A_{st,min}$ und der Längsbewehrung A_s auch die Wirksamkeit der Querbewehrung K ein. Der Parameter K beschreibt, in welcher Weise die Querbewehrung die Längsbewehrung umschließt. Wenn der zu verankernde Stab von der Querbewehrung zweiseitig umschlossen wird (siehe Abb. 4.7 (a)) ist $K = 0,10$, wenn dieser einfach umschlossen wird (siehe Abb. 4.7 (b)) ist $K = 0,05$ und wenn sich die Querbewehrung nicht zwischen Betonoberfläche und zu verankernden Stab befindet (siehe Abb. 4.7 (c)) ist $K = 0$. Somit wird die Querbewehrung mit $0,7 \leq \alpha_3 = 1 - K \cdot (\sum A_{st} - \sum A_{st,min})/A_s \leq 1,0$ erfasst. An die Längsbewehrung angeschweißte Querstäbe werden mit $\alpha_4 = 0,7$ angerechnet. Mit α_5 wird der Spannungszustand im Verankerungsbereich miteinbezogen. Bei einem anliegenden Querdruck p darf eine Reduzierung der erforderlichen Verankerungslänge von $0,7 \leq \alpha_5 = (1 - 0,04 \cdot p) \leq 1,0$ erfolgen. Gemäß [DIN EN 1992-1-1/NA] bei einer durch Querzug induzierte Längsrisssbildung von $> 0,2 \text{ mm}$ der Parameter $\alpha_5 = 1,5$ gesetzt werden.

Die Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$ von Zugstäben wird wie folgt berechnet:

$$l_{b,min} = 0,3 \cdot l_{b,rqd} \geq 10 \cdot d_s \geq 100 \text{ mm} \quad (\text{Gl. 4-19})$$

Das Minimum von 100 mm dient zur Sicherstellung der Verlegegenauigkeit.

4.1.3.2. Bemessung der Endverankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4]

Der Arbeitsentwurf des Neuvorschlags des Eurocode 2 [prEN 1992-1-1-D4] beschreibt die Berechnung einer erforderlichen Verankerungslänge l_{bd} basierend auf dem Bemessungsansatz des [Model Code 2010]. Im Gegensatz zu [DIN EN 1992-1-1] wird die notwendige Verankerungslänge nicht auf Basis einer Bemessungsverbundspannung bestimmt, sondern mittels eines Grundmaßes der Verankerung von $50 d_s$. Dieses Grundmaß gibt an, dass bei einer Betondruckfestigkeit von $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, einer Stabnormalspannung von $\sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$, einem Stabdurchmesser von $d_s = 20 \text{ mm}$, einer Betondeckung von $c_d = 1,5 d_s$ und schlechten Verbundbedingungen das fünfzigfache des Stabdurchmessers verankert werden muss. Liegen gute Verbundbedingungen vor, beträgt das Grundmaß $40 d_s$, was $l_{bd,req}$ für C25/30 nach [DIN EN 1992-1-1] entspricht. Somit wird mittels des Grundmaßes eine Bemessungsverbundspannung indirekt in der Gleichung berücksichtigt. (Gl. 4-20) zeigt die Gleichung der Verankerungslänge für gerade Stabenden und schlechten Verbundbedingungen:

$$l_{bd} = 50 \cdot d_s \cdot \left(\frac{25 \text{ N/mm}^2}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{435 \text{ N/mm}^2} \cdot \gamma_c \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{d_s}{20 \text{ mm}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot d_s}{c_{d,conf}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Gl. 4-20})$$

$$l_{bd} \geq 15 \cdot d_s \quad (\text{Gl. 4-21})$$

Der Einfluss infolge Querbewehrung und Querdruck wird nicht wie in [DIN EN 1992-1-1] direkt berücksichtigt, sondern indirekt über eine äquivalente Betondeckung $c_{d,conf}$. Dieser Parameter gibt den Einfluss der Querbewehrung bzw. des Querdrucks bezogen auf die Betondeckung an:

$$c_{d,conf} = c_d + \left(30 \cdot k_{conf} \cdot \frac{n_t \cdot A_{st}}{n_b \cdot d_s \cdot s_{st}} + 8 \cdot \frac{\sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}} \right) \cdot d_s \quad (\text{Gl. 4-22})$$

$$c_{d,conf} \leq 3,75 \cdot d_s \quad (\text{Gl. 4-23})$$

Mittels Gl. 4-13 wird die Querbewehrung sowie der Querdruck in der Verankerungslänge berücksichtigt. Der Einfluss der Querbewehrung wird mit Hilfe der Wirksamkeit der Querbewehrung k_{conf} , der Querbewehrungsfläche A_{st} , der Anzahl potentieller Spaltrisse durch die Querbewehrung n_t (siehe Abb. 4.12 rechts und Mitte), der Anzahl zu verankernder Stäbe n_b sowie der Abstand der Querbewehrung s_{st} bestimmt. Querdruck σ_{ctd} darf angesetzt werden, wenn dieser senkrecht zum potentiellen Spaltriss wirkt (siehe Abb. 4.12 links).

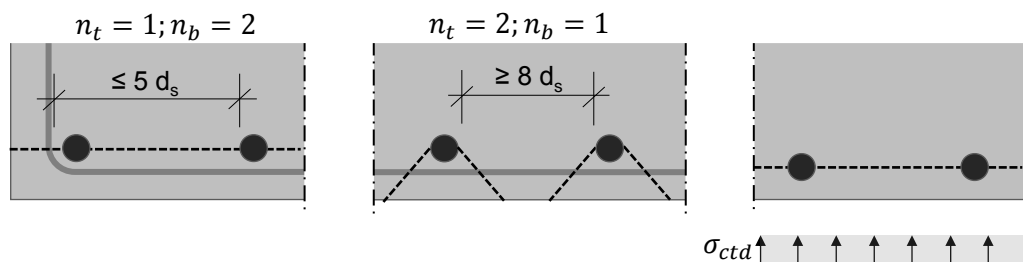


Abb. 4.12: Berücksichtigung der umschneidenden Wirkung. Links Querdruck senkrecht zum potentiellen Spaltriss und rechts Querbewehrung durch zwei potentielle Spaltrisse [prEN 1992-1-1-D4].

4.1.3.3. Statistische Bewertung der Bemessungsansätze

In [Schoening 2018] wird auf Basis der Versuche aus [fib TG 4.5] und [ACI408: bond database] eine Datenbank mit insgesamt 212 Versuchen an Endverankerungen aufgestellt und den Bemessungsansätzen nach [DIN EN 1992-1-1]; [DIN EN 1992-1-1/NA] und [prEN 1992-1-1-D4] gegenübergestellt. Die Versuche werden in Verankerungen mit direkter (165 Versuche) und mit indirekter Lagerung (47 Versuche) eingeteilt. Auf Basis dieser Datenbanken findet eine statistische Auswertung statt, welche den Quotienten aus Versuchsergebnissen und Berechnung nach Norm ($\tau_{Versuch}/\tau_{Kalkuliert}$) vergleicht. Zur Bewertung wird der Mittelwert, die Standardabweichung sowie der Variationskoeffizient aller Versuche bestimmt. Des Weiteren wird mit dem Minimum die höchste Abweichung auf der unsicher liegenden Seite eines

einzelnen Versuchsergebnisses angegeben. Tab. 4.1 zeigt die statistische Auswertung der genannten Datenbanken und die Gegenüberstellung der Bemessungsansätze.

Tab. 4.1: Statistische Auswertung mit Vergleich der Bemessungsansätze [Schoening 2018]

Verankerungen nach	[DIN EN 1992-1-1]		[DIN EN 1992-1-1/NA]		[prEN 1992-1-1-D4]	
	indirekt	direkt	indirekt	direkt	indirekt	direkt
Lagerung						
Mittelwert	0,99	1,23	1,15	1,18	1,09	0,98
Standardabweichung	0,283	0,315	0,356	0,280	0,229	0,191
Variationskoeffizient	0,286	0,256	0,309	0,238	0,209	0,195
Minimum	0,44	0,44	0,47	0,44	0,60	0,53

Der Vergleich zwischen [DIN EN 1992-1-1] und [DIN EN 1992-1-1/NA] zeigt einen hohen Einfluss der nationalen Bestimmungen auf den Mittelwert. Grund hierfür ist die unterschiedliche Berücksichtigung der Betondeckung sowie der Lagerung. Tab. 4.2 zeigt, dass der Einfluss der Betondeckung und des Querdrucks im Gegensatz zu [DIN EN 1992-1-1] in [DIN EN 1992-1-1/NA] nicht explizit berechnet wird, sondern mit einem pauschalen Beiwert berücksichtigt werden. Hierdurch werden die Versuchsergebnisse (Tab. 4.1) mit indirekter Lagerung mit dem Ansatz nach [DIN EN 1992-1-1] mit einer höheren Genauigkeit wiedergegeben. Die Reduzierung der Genauigkeit der Versuchsergebnisse mit direkter Lagerung zeigt hingegen, dass der Einfluss des Querdrucks auf die Tragfähigkeit der Endverankerung höher ist als dieser in der Bemessungsgleichung nach [DIN EN 1992-1-1 berücksichtigt] wird.

Tab. 4.2: Vergleich des Einflusses der Betondeckung und des Querdrucks in [DIN EN 1992-1-1] und [DIN EN 1992-1-1/NA]

Einfluss der Betondeckung	
$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - 3 \cdot d_s) / d_s$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	[DIN EN 1992-1-1]
$\alpha_2 = 1,0$	[DIN EN 1992-1-1/NA]
Einfluss des Querdrucks bei direkter Lagerung	
$\alpha_2 = 1 - 0,04 \cdot p$ $0,7 \leq \alpha_2 \leq 1,0$	[DIN EN 1992-1-1]
$\alpha_2 = 0,7$	[DIN EN 1992-1-1/NA]

Der Vergleich zwischen [DIN EN 1992-1-1] und [DIN EN 1992-1-1/NA] mit dem aktuellen Arbeitsentwurf des Neuvorschlags [prEN 1992-1-1-D4] zeigt, dass sich der berechnete Mittelwert stärker dem Mittelwert der Versuche annähert und die Standardabweichung, der Variationskoeffizient sowie das Minimum sinken (Tab. 4.1). Somit werden die Versuchsergebnisse aus der Datenbank mit dem Ansatz zur Bestimmung der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] mit einer höheren Genauigkeit wiedergegeben als mit den Ansätzen nach [DIN EN 1992-1-1] und [DIN EN 1992-1-1/NA].

4.1.4. Herleitung der Bemessungsverbundspannung

Die Untersuchung des Verbundtragverhaltens findet meist an kleinformatischen Verbundversuchen, wie z. B. dem Ausziehversuch nach [RILEM RC 6], statt. Hierbei wird das Verbundtragverhalten an Prüfkörpern bestimmt, welche eine geringere Verbundlänge als reale Verankerungen in Bauteilen aufweisen. Die geringe Verbundlänge hat zur Folge, dass die mittlere Verbundspannung τ_m gleich dem Verbundspannungsverlauf $\tau(x)$ ist ($\tau_m \approx \tau(x)$ Abb. 4.13 links). Durch die im Gegensatz zum Prüfkörper längere Verbundlänge einer Verankerung, ist die mittlere Verbundspannung τ_m ungleich dem Verbundspannungsverlauf $\tau(x)$ ($\tau_m \neq \tau(x)$ Abb. 4.13 rechts). Hiermit stellt sich ein nichtlinearer Verbundspannungsverlauf über die Verbundlänge ein. Das in einem Verbundversuch mit einer kurzen Verbundlänge abgeleitete Verbundverhalten kann daher nicht direkt auf eine reale Verankerungslänge übertragen werden [Ritter 2013]; [Hegger 2018]; [Lindorf 2011].

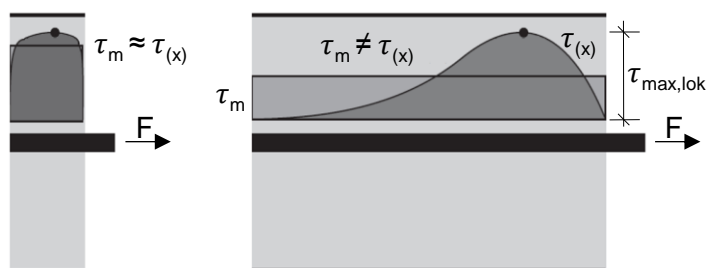


Abb. 4.13: Verbundspannungsverteilung über eine kurze (links) und über eine lange Verbundlänge (rechts) [Ritter 2013].

Um die Ergebnisse aus Verbundversuchen mit kurzer Verbundlänge zur Bestimmung einer Bemessungsverbundspannung heranziehen zu können, bestehen zwei grundsätzliche Herangehensweisen: die Methode nach Claude sowie die Methode nach Martin [CEB Bulletin 104]; [Lindorf 2010].

4.1.4.1. Methode nach Claude

Bei der Methode nach Claude [Baus 1968] handelt es sich um einen empirischen Ansatz, bei dem die charakteristische Verbundfestigkeit auf Basis von Verbundversuchen mit einer kurzen Verbundlänge abgeleitet werden. Wie in Abschnitt 4.1.4 beschrieben, besteht hierbei das Problem, dass die an Verbundversuchen mit kleiner Verbundlänge ermittelten Verbundfestigkeiten nicht direkt auf reale Verankerungen übertragen werden kann. Des Weiteren muss die im Versuch verwendete Querbewehrung ebenfalls berücksichtigt werden. Zur Berücksichtigung dieser beiden Effekte in der charakteristischen Verbundfestigkeit, werden der Einfluss der Verankerungslänge sowie der Querbewehrung auf die Verbundtragfähigkeit experimentell bestimmt. Hierzu werden Verbundversuche an Balkenkörper mit variierender Verbundlänge und variierender Querbewehrung durchgeführt.

Aus den so ermittelten Verbundfestigkeiten werden Beiwert für den Einfluss der Verbundlänge und den Einfluss des Umschnürungseffekts abgeleitet:

- Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundfestigkeit

Die Versuchsergebnisse bei variierender Verbundlänge zeigen, dass ab einer Verbundlänge von $20 d_s$ die aufnehmbare Verbundspannung nicht weiter gesteigert wird. Der beschriebene Einfluss der bezogenen Verbundlänge auf die bezogene Verbundspannung ist in Abb. 4.14 dargestellt.

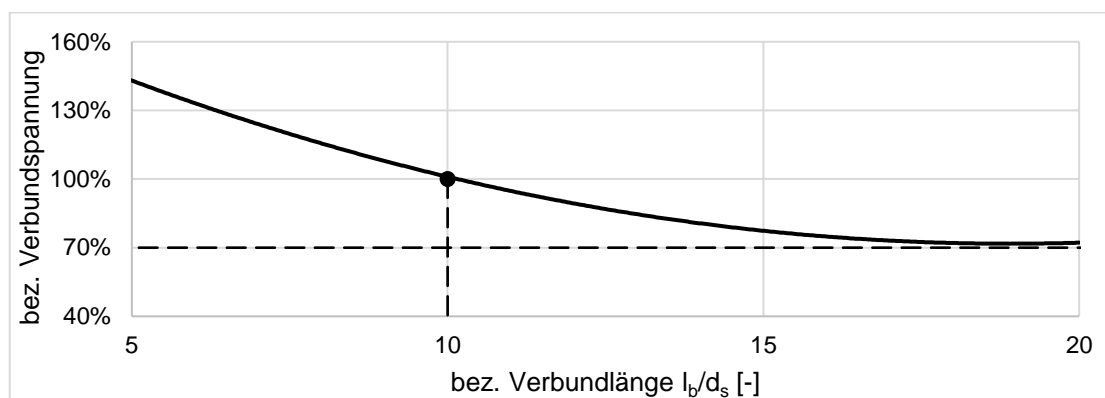


Abb. 4.14: Einfluss der bez. Verbundlänge auf die bez. Verbundspannung [Baus 1968] (eigene Darstellung).

Mittels dieses Zusammenhangs zwischen bez. Verbundlänge und bez. Verbundspannung können Versuchsergebnisse, welche anhand von Verbundversuchen mit kurzer Verbundlänge abgeleitet werden, auf lange Verankerungslänge umgerechnet werden. Verbundfestigkeiten, welche auf Basis von Versuchen mit einer Verbundlänge von $l_b = 5 d_s$ bestimmt worden, werden mit einem Faktor von 0,5 abgemindert und welche auf Basis von Versuchen mit einer Verbundlänge von $l_b = 10 d_s$ bestimmt worden, werden mit einem Faktor von 0,7 abgemindert.

- Einfluss der Umschnürung auf die Verbundfestigkeit

Anhand der durchgeführten Untersuchungen an Verbundversuchen mit und ohne Querbewehrung wird der Einfluss der Umschnürung auf die Verbundfestigkeit abgeleitet. Hierbei zeigt sich, dass falls keine Querbewehrung vorhanden ist, die Verbundfestigkeit um den Faktor von 0,5 abzumindern ist.

Somit kann die charakteristische Verbundfestigkeit auf Basis von querbewehrten Balkenversuche mit einer Verbundlänge von $5 d_s$ bzw. $10 d_s$ für abgeleitet werden:

$$\tau_{bk} = 0,5 \cdot 0,5 \cdot \tau_{max,5ds} \quad (\text{Gl. 4-24})$$

$$\tau_{bk} = 0,7 \cdot 0,5 \cdot \tau_{max,10ds} \quad (\text{Gl. 4-25})$$

4.1.4.2. Methode nach Martin

Die Methode nach Martin [DAfStb Heft 228] bietet einen semi-empirischen Ansatz, mit welchem sich auf Grundlage von Verbundversuchen mit kurzer Verbundlänge und der numerischen Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes, dem tatsächlichen Verbundspannungsverlauf angenähert wird. Durch die kurze Verbundlänge der Ausziehversuche kann die gemessene Verbundspannung-Schlupf-Beziehung als lokales Verbundverhalten betrachtet werden (siehe Abb. 4.15 links). Die mathematische Beschreibung des lokalen Verbundverhaltens wird als Verbundgesetz bezeichnet und gibt den Zusammenhang zwischen Verbundspannung und Schlupf an jeder Stelle der Verbundlänge an (siehe Abb. 4.15 Mitte). Mit diesem Verbundgesetz kann der Verbundspannungsverlauf über die Verankerungslänge $\tau_{(x)}$ berechnet werden (siehe Abb. 4.15 rechts). Abb. 4.15 zeigt das beschriebene Verfahren vom Ableiten eines Verbundgesetzes auf Basis des lokalen Verbundverhaltens von Ausziehversuchen mit kurzer Verbundlänge bis zum Bestimmen des globalen Verbundverhaltens.

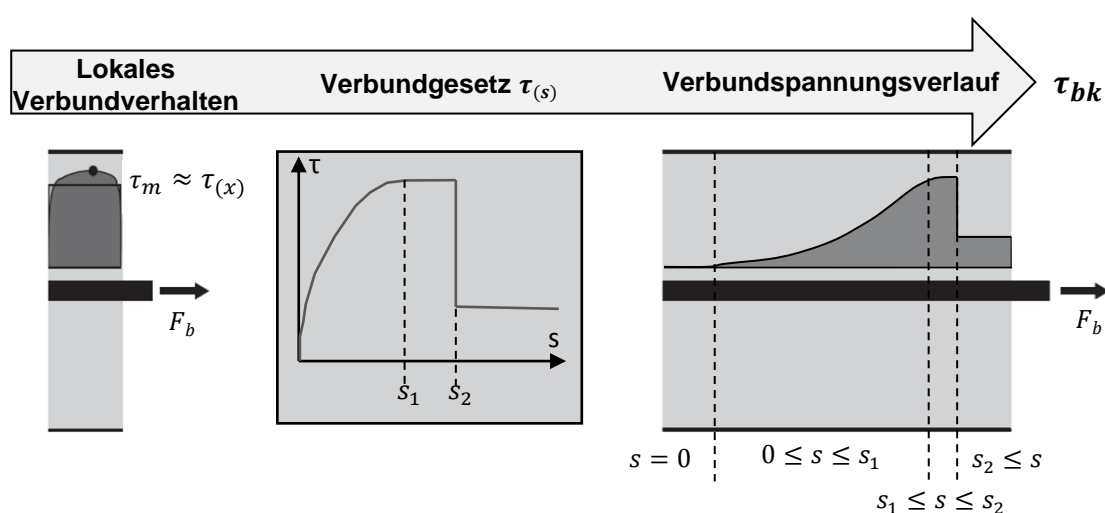


Abb. 4.15: Ableitung einer charakteristischen Verbundfestigkeit mit der Methode nach Martin.

Um auf Basis des Verbundspannungsverlaufs die charakteristische Verbundfestigkeit τ_{bk} ableiten zu können, müssen bei der numerischen Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes Randbedingungen vorgegeben werden, welche den Bruchzustand (GZT) der Verankerung definieren (siehe Abschnitt 4.1.4.3). Sind diese Randbedingungen getroffen, kann auf Basis der mittleren Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand $\tau_{m,GZT}$ charakteristische Verbundfestigkeit τ_{bk} abgeleitet werden.

4.1.4.3. Definition des rechnerischen Bruchzustands

Wie in Abb. 4.15 beschrieben, kann der Verbundspannungsverlauf mit der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes und dem Verbundgesetz numerisch bestimmt werden. Eine geschlossene Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen

Verbundes ist jedoch nur für spezielle Sonderfälle oder einen linearen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung möglich. In allen anderen Anwendungsfällen ist eine geschlossene Lösung nicht möglich [Lindorf 2011]. Eine Möglichkeit zur Näherung der Lösung bietet die schrittweise Integration nach [DAfStb Heft 228] (siehe Abschnitt 8.1). Die Herleitung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes sowie deren Lösung mittels schrittweise Integration findet sich in [DAfStb Heft 138]; [DAfStb Heft 228]; [Schmidt-Thör 1987]; [Idda 1999]; [Alvarez 1998]; [Niewels 2008].

Um auf Basis des Verbundspannungsverlaufs eine Bemessungsverbundspannung ableiten zu können, sind Randbedingungen zu definieren, welche den rechnerischen Bruchzustand der Verankerung bestimmen. Die gewählten Randbedingungen sollen hierbei eine Überbeanspruchung des Verbundes zwischen Bewehrung und Beton verhindern. Für die Randbedingungen existieren weder einheitliche Vorgaben, noch besteht ein Bezug zu den aktuellen Bemessungswerten der Verbundspannung nach [DIN EN 1992-1-1]; [Lindorf 2010]. Diese Randbedingungen bestehen aus einem Verformungskriterium des unbelasteten Stabendes beim Erreichen einer bestimmten Last. In der Literatur werden verschiedene Kriterien genannt [Lindorf 2011]; [Ritter 2013]:

- [Rüsch 1957]: Die zulässige Verschiebung des unbelasteten Stabendes beträgt $s_o = 0,1 \text{ mm}$ bei Ausziehversuchen mit einer Verbundlänge von $10 d_s$.
- [Bonzel 1972]: Die zulässige Verschiebung des unbelasteten Stabendes beträgt $s_o = 0,1 \text{ mm}$ unter 1,75 – facher Gebrauchslast der Bewehrung am belasteten Stabende.
- [Idda 1999]: Die zulässige Verschiebung des unbelasteten Stabendes beträgt $s_o = 0,1 \text{ mm}$ beim Erreichen der Streckgrenze der Bewehrung am belasteten Stabende.
- [DAfStb Heft 228]: Die zulässige Verschiebung des belasteten Stabendes s_u entspricht 75 % des Schlupfes am unbelasteten Stabende s_o im Ausziehversuch mit einer Verbundlänge von $7 d_s$ und $10 d_s$.

4.2. Faserkunststoffbewehrung

Faserkunststoffbewehrung (FKB) zählt zu den textilen Bewehrungsmaterialien. Diese kann in Form von Kurzfasern, Textilien oder als Stäbe verarbeitet werden (siehe Abb. 4.16) [DAfStb Heft 488]. Kurzfasern werden während des Mischvorgangs dem Beton zugefügt. Hierdurch sind die vereinzelt Kurzfasern im gesamten Querschnitt verteilt. Dahingegen sind Textile Gelege und Faserkunststoffbewehrungsstäbe diskrete Bewehrungselemente. Textile Gelege bestehen aus Faserbündeln und werden als engmaschige Bewehrungsmatte eingesetzt. Faserkunststoffbewehrungsstäbe sind in der Form ähnlich wie Betonstahlstäbe. Diese bestehen aus einer Vielzahl von in Längsrichtung ausgerichteten Endlosglasfasern die vollständig von einer Kunststoffmatrix ummantelt sind. Im Folgenden wird ausschließlich auf Faserkunststoffbewehrungsstäbe eingegangen.

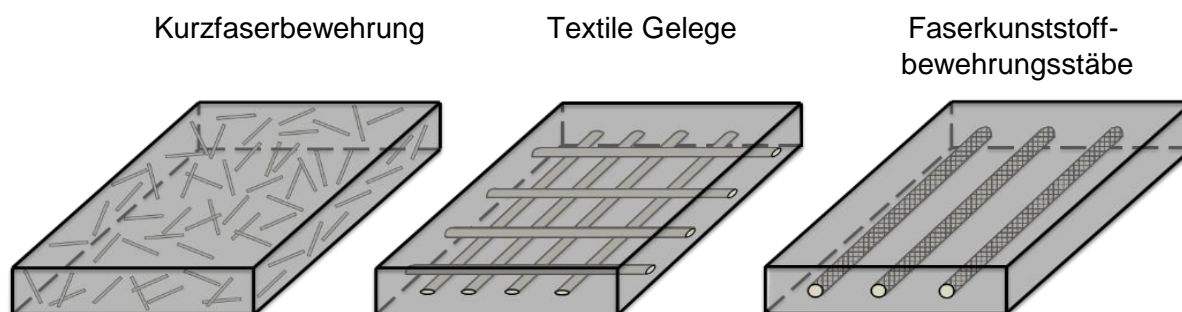


Abb. 4.16: Schematische Darstellung unterschiedlicher textiler Bewehrungsmaterialien.

Faserkunststoffbewehrungsstäbe werden in einem Pultrusionsprozess, oder auch Strangzieh-Verfahren genannt, hergestellt. Bei diesem Verfahren werden Faserbündel (Rovings) zu einem Faserstrang gebündelt und durch ein Harzbad geführt. Der harzpräparierte Faserstrang wird anschließend in Stabform gebracht und gehärtet. Mittels dieser Art der Herstellung werden alle Fasern unidirektional in Längsrichtung ausgerichtet, wodurch dieses Stabmaterial durch eine strukturelle Anisotropie gekennzeichnet ist. Um für den späteren Einsatz im Beton eine mechanische Verzahnung zwischen dem faserverstärkten Bewehrungsstab und dem Beton zu erzielen, findet eine Oberflächenprofilierung statt. Die häufigsten Verfahren hierzu sind Besandung, Umwicklung/Umflechtung oder eingefräste Rippen [Niewels 2008]. Eine genauere Beschreibung der Oberflächenprofilierung und deren Verbundtragverhalten findet in Abschnitt 4.3.1 statt.

Die mechanischen Eigenschaften von FVK sind Abhängigkeit der stofflichen Zusammensetzung. Eine zentrale Kenngröße ist der Faservolumengehalt. Diese liegt bei Bewehrungsstäben aus glasfaserverstärktem Kunststoff bei etwa 40 – 70 Vol.-% [Niewels 2008]. Aus dem Faservolumengehalt und den mechanischen Eigenschaften des verwendeten Glases (Tab. 4.4) sowie des verwendeten Kunststoffs (Tab. 4.5) ergeben sich maßgebend die mechanischen Eigenschaften des Verbundwerkstoffs (Tab. 4.3).

Tab. 4.3: Vergleich der mechanischen Eigenschaften von glasfaserverstärkten Bewehrungsstäben und Betonstahl [Niewels 2008].

	Dichte [g/cm ³]	Zugfestigkeit [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]	Thermischer Ausdehnungskoeffizient [m/m·°C]
GFK	1.250 - 2.100	500 - 1.600	35.000 - 60.000	1,2 - 3,1	axial: (6-10) · 10 ⁻⁶ radial: (21-23) · 10 ⁻⁶
Betonstahl	7.850	≥ 550	200.000	5,0	axial: (10) · 10 ⁻⁶ radial: (10) · 10 ⁻⁶

4.2.1. Zusammensetzung faserverstärkter Kunststoffe

Glasfaserverstärkter Kunststoff ist ein Verbundwerkstoff. Es werden Glas und Kunststoff so kombiniert, dass sich aus dem Verbund mechanische Eigenschaften ergeben, welche die Einzelkomponenten alleine nicht erzielen. Glas wird in Form von Fasern verwendet und dient als Verstärkungsfaser zur Kraftübertragung. Die einzelnen Fasern werden von einer Kunststoffmatrix ummantelt, welche den inneren Verbund der einzelnen Fasern gewährleistet und vor äußeren Einflüssen schützt. [Schürmann 2007]

4.2.1.1. Verstärkungsfaser

Das im glasfaserverstärktem Kunststoff verwendete Glas wird als Textilglas bezeichnet und ist ein Sammelbegriff für aus geschmolzenem Glas gesponnene 3,5 – 24 μm dünne Fasern mit gleichmäßigem, rundem Querschnitt. Die Basis dieser anorganischen Faser sind Verbindungen aus Sauerstoff (O₂) und Silizium (Si). Je nach Art und stofflicher Zusammensetzung werden unterschiedliche Glaseigenschaften erreicht. Tab. 4.4 zeigt die verschiedenen Arten von Glasfasern mit deren Werkstoffeigenschaften [Ehrenstein 2006].

Tab. 4.4: Arten von Glasfasern und deren Werkstoffeigenschaften [Ehrenstein 2006].

	E-Glas	S-Glas	C-Glas	ECR-Glas	AR-Glas
Abkürzung	electric	strength	chemical	electric corrosion resistant	alkali resistant
Eigenschaften	elektrisch isolierend	hohe Festigkeit	chemikalienbeständig	korrosionsbeständig	alkalienbeständig
Dichte [g/cm ³]	2,60	2,53	2,52	2,72	2,68
Zugfestigkeit [N/mm ²]	3.400	4.400	2.400	3.440	3.000
E-Modul [N/mm ²]	73.000	86.000	70.000	73.000	73.000
Bruchdehnung [%]	< 4,8	< 4,6	< 4,8	< 4,8	< 4,4
Therm. Ausdehnungskoe. [m/m·°C]	5,0·10 ⁻⁶	4,0·10 ⁻⁶	6,3·10 ⁻⁶	5,9·10 ⁻⁶	6,5·10 ⁻⁶

4.2.1.2. Kunststoffmatrix

Die Kunststoffmatrix von glasfaserverstärktem Kunststoff kann aus Elastomeren, Thermoplasten oder Duroplasten bestehen. Elastomere sind weitmaschig vernetzte Kunststoffe, wodurch diese auch nach der Aushärtung dehnbar bleiben. Thermoplaste bestehen aus linearen oder verzweigten Molekülketten. Durch Wärmezugabe sind diese Kunststoffe beliebig oft formbar. Duroplaste sind engmaschig vernetzte Kunststoffe, welche dauerhaft formbeständig sind [Schürmann 2007].

Durch die enge und räumlich hochvernetzte Kettenstruktur der Duroplaste weisen diese Kunststoffe im Gegensatz zu den Elastomeren und den Thermoplasten die höchste Festigkeit, das höchste E-Modul, die geringste Kriechneigung sowie die höchste chemische Beständigkeit auf [Schürmann 2007]. Aus diesen Gründen werden hauptsächlich Duroplasten als Kunststoffmatrix verwendet [Niewels 2008].

Zur Herstellung von glasfaserverstärkter Kunststoffbewehrung werden Reaktionsharze wie Polyester- (UP-Harz), Vinylester- (VE-Harz) und Epoxidharze (EP-Harz) verwendet. Diese Polymere härten durch Zugabe eines Reaktionsmittels aus. Durch die Zugabe weiterer Füll- oder Zusatzstoffe können Eigenschaften wie Viskosität, Schwindneigung, Temperaturbeständigkeit, elektr. Leitfähigkeit oder Farbgebung beeinflusst werden. Tab. 4.5 zeigt Arten von Reaktionsharzen und deren Werkstoffeigenschaften.

Tab. 4.5: Arten von Reaktionsharzen und deren Werkstoffeigenschaften [Niewels 2008].

	UP-Harz	VE-Harz	EP-Harz
Dichte [g/cm ³]	1,3	1,1	1,2 – 1,3
Zugfestigkeit [N/mm ²]	34,5 – 103,5	73,0 – 95,0	3,8 – 176,0
E-Modul [N/mm ²]	2,1 – 4,4	3,0 – 3,8	2,6 – 4,1
Bruchdehnung [%]	10 – 42	10 – 61	18 – 130
Therm. Ausdehnungskoeffizient [m/m·°C]	(60 – 150)·10 ⁻⁶	(45 – 90)·10 ⁻⁶	(70 – 300)·10 ⁻⁶

4.2.2. Schädigungsverhalten faserverstärkter Kunststoffe

Die strukturelle Anisotropie führt zu richtungsabhängigen Eigenschaften und Versagensarten. Durch die komplexen mikromechanischen Wechselwirkungen zwischen den Einzelkomponenten sind die Festigkeitswerte in den seltensten Fällen berechenbar und daher experimentell zu ermitteln [Ehrenstein 2006].

Das Versagen des Verbundwerkstoffs kann grundsätzlich in einen interlaminaren oder intralaminaren Bruchvorgang unterteilt werden. Bei einem interlaminaren Bruch tritt das Versagen zwischen zwei Körpern auf. Die Trennung der beiden Körper wird als Delamination bezeichnet. Ein intralaminaren Bruch tritt innerhalb eines Körpers auf. Hierbei führt ein Faserbruch oder ein Zwischenfaserbruch zum intralaminaren Versagen. Ein Faserbruch ist

durch ein Faserzug- oder ein Faserdruckversagen gekennzeichnet und ein Zwischenfaserbruch durch ein Matrixzug- oder ein Matrixdruckversagen [Flore 2017]. Diese Bruchvorgänge sind von der Art (Druck oder Zug) und Richtung der Beanspruchung abhängig. Normalspannung in Längsrichtung zur Faser σ_{\parallel}

- Normalspannung in Querrichtung zur Faser σ_{\perp}
- Schubspannung in Quer/Längsrichtung zur Faser $\tau_{\perp\parallel}$
- Schubspannung in Quer/Querrichtung zur Faser $\tau_{\perp\perp}$

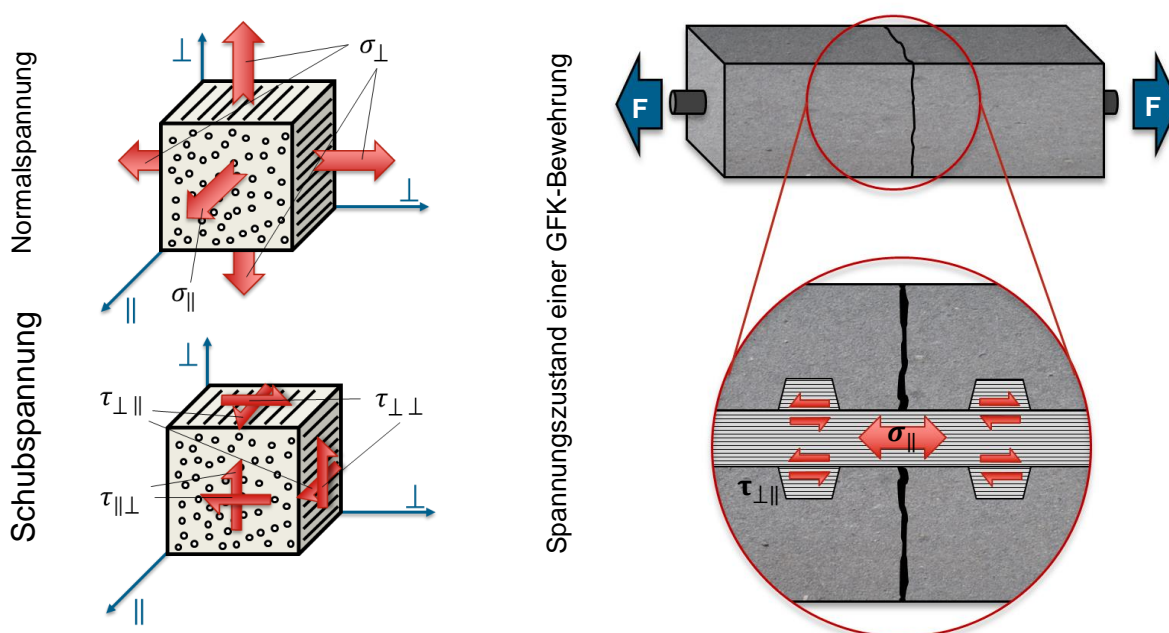


Abb. 4.17: Links räumlicher Spannungszustand eines anisotropen Werkstoffs [Schürmann 2007] und rechts resultierende Spannungen eines anisotropen Bewehrungsstabes. (Eigene Darstellung)

Findet durch eine Beanspruchung des bewehrten Betons eine Überschreitung der Zugfestigkeit des Betons statt, bilden sich Risse. Hierdurch findet eine Relativverschiebung zwischen Beton und Bewehrung statt. Durch die Oberflächenprofilierung der Bewehrung werden die freiwerdenden Kräfte über den Verbund in die Bewehrung umgelagert. Hierbei unterliegt der einbetonierte Bewehrungsstab einer Zug- und einer Schubbeanspruchung in Längsrichtung. Abb. 4.17 (rechts) zeigt, dass infolge einer Zugbeanspruchung des Bewehrungsstabes eine Zugspannung σ_{\parallel} in den Stabkern eingeleitet wird und die Oberflächenprofilierung einer Schubspannung $\tau_{\perp\parallel}$ unterliegt. Im Versagensfall führt die Zugbeanspruchung σ_{\parallel} des Stabkerns zu einem Faserbruch oder die Schubbeanspruchung $\tau_{\perp\parallel}$ der Oberflächenprofilierung zu einem Zwischenfaserbruch. Dies führt dazu, dass das Zugverhalten faserdominiert und das Verbundverhalten zwischen Bewehrungsstab und Beton matrixdominiert ist. Beide Schädigungsarten folgen unterschiedlichen mikromechanischen Schädigungsentwicklungen, die im Folgenden erläutert werden:

4.2.2.1. Faserbruch

Durch eine Belastung in Faserrichtung $\sigma_{||}$ entstehen bereits mikroskopische Schädigungen, welche zu einer Mikrorissbildung in der Kunststoffmatrix führen und eine Faser-Matrix-Enthftung auslösen. Durch weiteres Belasten setzen sich diese Schädigungen fort, wodurch einzelne Fasern brechen. Hierdurch findet eine Faserüberbrückung statt, welche eine Lastumlagerung auf benachbarten Fasern auslöst. Das endgültige Versagen wird durch eine Akkumulation von Faserbrüchen eingeleitet (Abb. 4.18 links) [Flore 2017].

4.2.2.2. Zwischenfaserbruch

Ein Zwischenfaserbruch infolge Schubbelastung $\tau_{\perp||}$ wird wie ein Faserbruch durch Mikrorisse in der Matrix eingeleitet. Jedoch versagt die Matrix nicht infolge einer Akkumulation von Faserbrüchen, sondern durch einen kritischen Makroriss in der Matrix, der sich in Faserrichtung ausbreitet. Die Fasern sind somit bei einer Schubbelastung weitestgehend unbeteiligt, wodurch das Verhalten matrixdominiert ist (siehe Abb. 4.18 rechts) [Flore 2017].

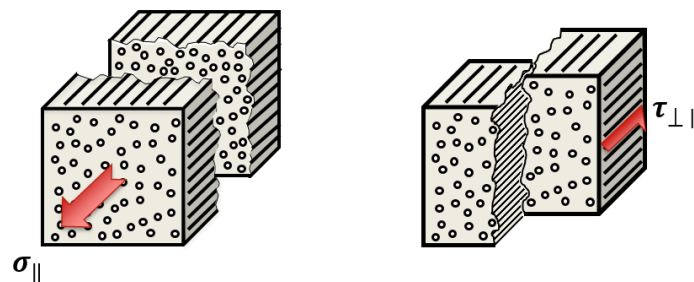


Abb. 4.18: Faserbruch durch Zugbelastung (links) und Zwischenfaserbruch durch Schubbeanspruchung (rechts) nach [Schürmann 2007]. (Eigene Darstellung)

Hieraus folgt, dass die aus einer Verbundbeanspruchung zwischen Beton und Bewehrung verursachte Scherbeanspruchung der FKB-Oberfläche maßgeblich von der Kunststoffkomponente bestimmt wird. Aus diesem Grund wird im Nachfolgenden auf die Schädigung des Kunststoffs eingegangen.

4.2.3. Schädigungsverhalten infolge Langzeitbeanspruchung

4.2.3.1. Schädigung des FVK infolge Materialalterung

Durch äußere Umwelteinwirkungen finden bei faserverstärkten Kunststoffen chemische Prozesse statt, die zu einer Materialalterung führen. Diese resultieren in einer belastungsunabhängigen Schädigung dieses Werkstoffs. Dieser Prozess führt zu einer irreversiblen Änderung der molekularen Struktur, welche in thermische, oxidative und hydrolytische Degradation eingeteilt wird. Diese Prozesse werden durch die Temperatur-, Sauerstoff- und Feuchteverhältnisse der Umgebung bestimmt und führen zu einer Kettenspaltung der Kunststoffmatrix. Je höher z. B. die Temperatur, desto schneller laufen diese Alterungsprozesse ab. Diese Effekte können zu einem Abbau der Kunststoffmatrix

führen. Zudem können Mikrorisse in der Kunststoffstruktur entstehen, die eine Festigkeits- und Steifigkeitsreduktion verursachen [Flore 2017].

Das Porenwasser von Beton weist eine gesättigte Calciumhydroxidlösung auf. Hierdurch hat der Beton auch im ausgehärteten Zustand einen pH-Wert von über 12,5 und ist somit hoch alkalisch. Dieses alkalische Milieu kann die Kunststoffmatrix schädigen und zersetzen [Joannie 2001]

4.2.3.2. **Schädigung des FVK infolge Kriechen**

Glas weist ein linear-elastisches Werkstoffverhalten auf, wohingegen Kunststoff zu den viskoelastischen Werkstoffen (vgl. Abschnitt 4.1.2.7) gehört. Daher führen langandauernde Belastungen oder Temperaturänderungen zu einem irreversiblen plastischen Verformungsverhalten des Kunststoffs. Glasfasern weisen kein viskoelastisches Verhalten auf. Jedoch bedingt durch die Kettenstruktur der Kunststoffmatrix, weisen glasfaserverstärkte Kunststoffe ein viskoelastisches Werkstoffverhalten auf. Durch das Kriechen des Kunststoffs entsteht im GFK eine Matrixrissbildung, die eine Festigkeits- und Steifigkeitsreduktion zur Folge hat [Flore 2017]. Ein entscheidender Faktor beim Kriechen von Kunststoffen ist die Temperatur. Durch eine steigende Wärmezufuhr werden die Bindungen innerhalb der Kettenstruktur des Kunststoffs weicher, wodurch die Dehnung mit steigender Temperatur zunimmt [Achereiner 2013].

4.2.3.3. **Schädigungsinteraktion infolge Materialalterung und Kriechen**

Infolge einer wechselseitigen Schädigung aus Materialalterung und Kriechen findet eine Schädigungsinteraktion der glasfaserverstärkten Bewehrung statt. Wie in Abschnitt 4.2.3.2 beschrieben, treten infolge einer langandauernden Belastung Kriechschädigungen in der Kunststoffmatrix auf. Durch die entstehenden Mikrorisse können flüssige Medien eindringen, welche anschließend zu einer Alterungsschädigung (Abschnitt 4.2.3.1) tief im GFK-Gefüge führen [Bies 2019]. Die hiermit einhergehenden Steifigkeits- und Festigkeitsreduzierung sorgt für eine voranschreitende Mikrorissbildung, wodurch das Eindringen flüssiger Medien weiter begünstigt wird. Diese interaktionelle Schädigung resultiert aus einer kombinierten Alterungs- und Kriechbeanspruchung und ist von der Belastungshöhe und den Umwelteinflüssen abhängig. Da eine erhöhte Temperatur sowohl die Alterungs- als auch eine Kriechschädigung des Kunststoffs verstärkt, entsteht hierdurch ein besonders hohes Schädigungspotential, wodurch eine Reaktionsbeschleunigung des Schädigungsprozesses stattfindet.

4.2.3.4. **Prüfung des zeitabhängigen Materialverhaltens von FKB**

Zur experimentellen Untersuchung des Langzeitverbundtragverhaltens bestehen keinerlei Prüfverfahren oder -richtlinien. Zur Prüfung des Langzeitzugtragverhaltens haben sich drei Verfahren etabliert [ACI 440.3R-12]. Das erste Verfahren (Procedure C-A) sieht die

Einlagerung von Bewehrungsstäben in einem flüssigen Medium vor, mit anschließender Prüfung der Resttragfähigkeit. Das zweite Verfahren (Procedure C-B) sieht eine Prüfung unter Dauerbelastung in einem flüssigen Medium vor. Im dritten Verfahren (Procedure C-C) findet die Prüfung ebenfalls unter Dauerbelastung statt, jedoch ist der Bewehrungsstab hierbei nicht direkt dem flüssigen Medium ausgesetzt, sondern von Beton umgeben. Im Gegensatz zum ersten Verfahren handelt es sich bei dem zweiten und dritten Verfahren nicht um die Prüfung einer Resttragfähigkeit, sondern um Standzeitversuche. Hierbei wird die Last während der Versuchszeit konstant gehalten und die Zeit gemessen, bis das Versagen eigenständig eintritt.

Der Bemessungszeitraum von Bauwerken beträgt bis zu 100 Jahre [Beton-Kalender 2020], wodurch für eine Bemessung, die Festigkeiten der verwendeten Materialien für diesen Zeitraum bekannt sein müssen. Da der Bemessungszeitraum die mögliche Prüfzeit überschreitet, müssen Festigkeiten auf Grundlage der Versuchsdaten extrapoliert werden. [DIN 53768] bietet hierzu ein Extrapolationsverfahren für die Bestimmung des Langzeitverhaltens von glasfaserverstärktem Kunststoff. In diesem Verfahren werden die Höhe der Dauerbelastung und die Zeit bis zum Versagen genutzt, um eine Extrapolation bis zu 1,5 Dekaden über den letzten Messwert hinaus durchzuführen. Eine Extrapolation um 1,5 Dekaden darf angewandt werden, wenn die Steigung der Regressionsgeraden (Parameter b) negativ ist, der Wert des Quadrats des Korrelationskoeffizient r^2 größer als 0,65 ist und die Restvarianz s_R^2 kleiner als 0,0065 ist. Die Streuung der Versuchsergebnisse wird anhand einer Mindestkurve berücksichtigt, welche parallel zur Regressionsgeraden verläuft. Um anhand der Versuche das 5%-Quantil (einseitig) zu bestimmen, wird die Standardabweichung mit dem studentischen Beiwert t' multipliziert und vom Mittelwert abgezogen.

Abb. 4.19 zeigt das beschriebene Verfahren. Hier werden auf Basis von Versuchsergebnissen eine Regressionsgerade gebildet, welche um 1,5 Dekaden extrapoliert wird.

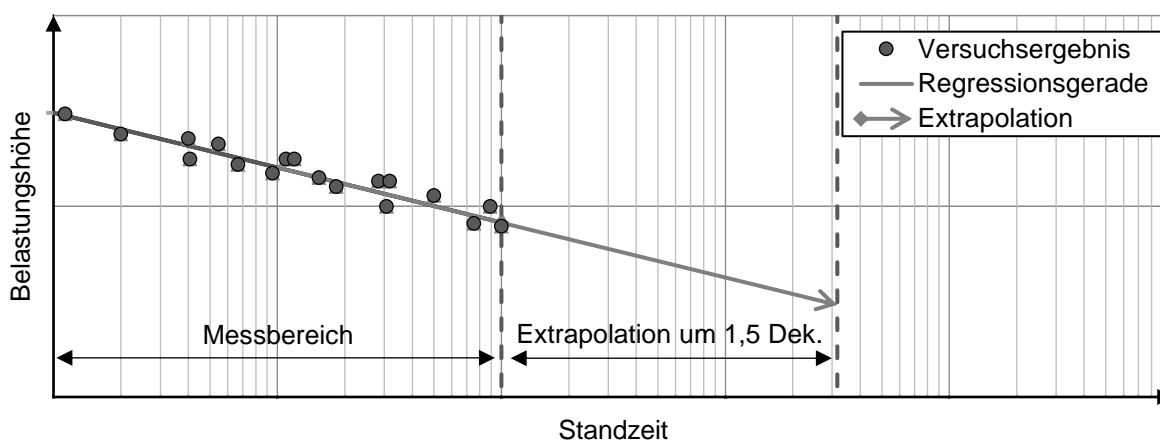


Abb. 4.19: Extrapolation der Regressionsgeraden um 1,5 Dekaden.

Durch eine Extrapolation auf 1,5 Dekaden sind Versuchsergebnisse mit einer Standzeit von 27.700 Stunden (ca. 3,2 Jahre) notwendig, um eine Festigkeit für 100 Jahre abzuleiten. Um

die Versuchsergebnisse über 1,5 Dekaden hinaus extrapolieren zu können und damit die notwendige Versuchszeit weiter zu reduzieren, kann das Prinzip der Zeit-Temperaturverschiebung (ZTV) angewendet werden [Weber 2018]. Dieses beschreibt den Zusammenhang zwischen der Prüftemperatur und der Standzeit [Achereiner 2013]. Das Prinzip der Zeit-Temperaturverschiebung ermöglicht bei einer doppelt-logarithmischen Skalierung zwischen Auslastungsniveau und Zeit, die horizontale Verschiebung der Standzeit in Abhängigkeit der Temperatur bei gleicher Auslastung (siehe Abb. 4.20). Hierfür muss der Einfluss der Temperatur auf die Standzeit bekannt sein. Daher müssen Versuche bei unterschiedlichen Temperaturen durchgeführt werden. Mittels dieses Wissens kann eine beliebige Temperatur (innerhalb der geprüften Temperaturen) interpoliert werden und auf die Belastungshöhe der um 1,5 Dekaden verlängerten Regressionsgerade extrapoliert werden. Abb. 4.20 zeigt bei einer doppelt-logarithmischen Skalierung die Ergebnisse von Standzeitversuchen für drei Prüftemperaturen ($T_1 \leq T_2 \leq T_3$). Auf Basis dieses Zusammenhangs wird eine beliebige Temperatur T_x ($T_1 \leq T_x \leq T_3$) über die Extrapolation von 1,5 Dekaden hinaus bestimmt.

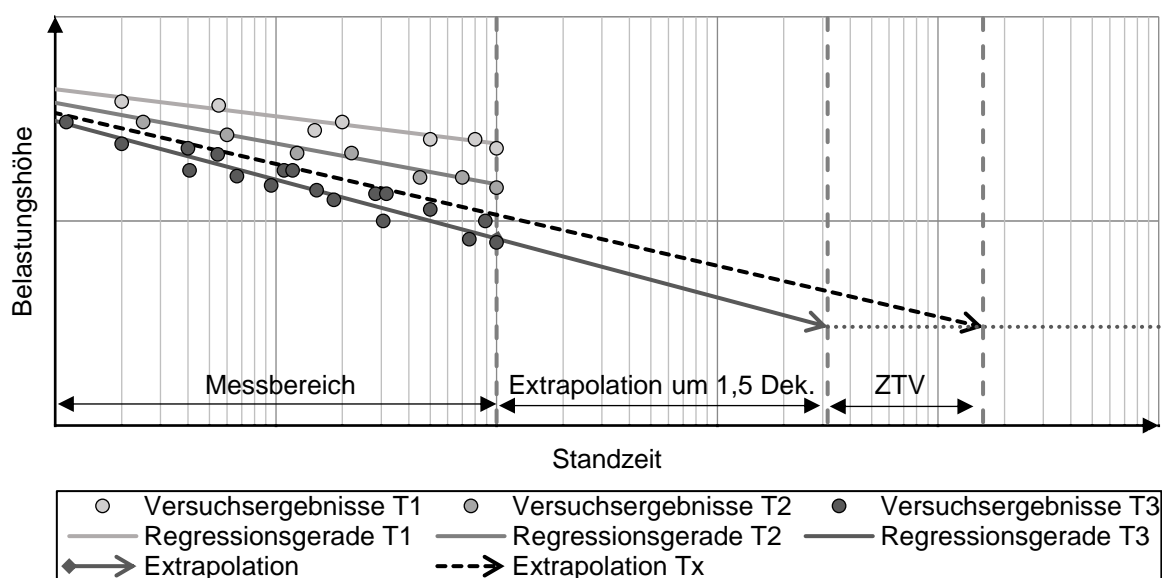


Abb. 4.20: Extrapolation der Regressionsgeraden um 1,5 Dekaden und Anwendung des Prinzips der Zeit-Temperaturverschiebung.

4.3. Verbundverankerung von FKB

Bewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff ist in der Lage, dieselben Verbundmechanismen wie Stahlbewehrung zu aktivieren, woraus ein analoges Verbundverhalten zu Betonstahl resultiert [Füllsack-Köditz 2004]; [Niewels 2008]; [Pritschow 2016]; [Cosenza 1995]. Jedoch weist glasfaserverstärkte Kunststoffbewehrung Materialcharakteristiken auf, welche dazu führen, dass die normativen Modelle zur Bestimmung der Verankerungslänge aus dem Stahlbeton nicht direkt auf Bewehrung aus glasfaserverstärktem Kunststoff übertragen werden kann [Benmokrane 1996]. Diese abweichenden Materialcharakteristiken und deren Einfluss auf das Verbundtragverhalten unter Kurzzeit- und Langzeitbeanspruchung werden im Folgenden beschrieben.

4.3.1. Verbundtragverhalten unter Kurzzeitbeanspruchung

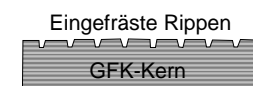
In welcher Größenordnung die einzelnen Verbundmechanismen aktiviert werden, ist von der Profilierungsart und der Scherfestigkeit der Oberfläche abhängig [Cosenza 1997]; [Pritschow 2016]; [Xiaoshan 2014]. Die Oberflächenprofilierung von Faserkunststoffbewehrungsstäben wird nicht wie bei Betonstahl durch walzen eingepägt, sondern kann durch unterschiedliche Verfahren hergestellt werden. Nachfolgenden werden die vier am häufigsten verwendeten Profilierungsarten dargestellt [Pritschow 2016]; [Füllsack-Köditz 2004]:

Besandet:

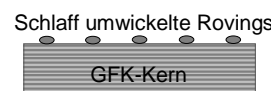


Hierbei werden Sandkörner mit Kunstharz auf das erhärtete Kernmaterial geklebt. Mittels dieses Verfahrens können hohe Verbundfestigkeiten bei niedrigem Schlupf erzielt werden. Ein Stabversagen tritt zwischen den Sandkörnern und Kernmaterial auf, wodurch ein interlaminares Scherversagen eintritt. Daher bildet die Scherfestigkeit des verwendeten Kunstharzes den maßgebenden Widerstand beim Versagen.

Eingefräste Rippen: Nach der Herstellung des Stabes werden mittels einer Fräse rippenähnliche Strukturen in das erhärtete Kernmaterial eingebracht. Dieses Verfahren führt zu einer Reduzierung des Kernquerschnitts. Das Verbundverhalten dieser Stäbe ähnelt dem von Betonstahl. Das Versagen ist durch ein intralaminäres Scherversagen des Harzes im Kern gekennzeichnet.



Schlaff umwickelt:



Bei einer schlaffen Umwicklung werden einzelne Glasfaserrovings nach Erhärten des Kernmaterials aufgebracht und angeklebt. Das Versagen wird durch ein interlaminares Scherversagen zwischen Stabkern und Glasfaserroving eingeleitet. Daher bildet die Scherfestigkeit der Klebung den maßgebenden Widerstand. Mittels

dieses Verfahrens werden nur relativ geringe Verbundfestigkeiten erreicht, da der Verbundmechanismus „mechanische Verzahnung“ kaum vorhanden ist.

Straff umwickelt: Bei einer straffen Umwicklung werden einzelne Faserrovings vor Erhärten des Kernmaterials unter Spannung um den Stab gewickelt. Hierdurch wird das Kernmaterial im Bereich des Faserrovings verjüngt.



Die so entstehende konische Form kann zu hohen Verbundfestigkeiten führen, dessen Versagen nicht durch ein interlaminares Scherversagen zwischen Stabkern und Faserroving eingeleitet wird, sondern durch ein intralaminare Scherversagen des Harzes im Kern.

Je nach Ausbildung der Oberflächenprofilierung und Scherfestigkeit des verwendeten Kunstharzes stellen sich unterschiedliche Versagensarten und auch Verbundfestigkeiten ein. Ein Verbundversagen von Betonstahl ist bei Normalbeton durch ein Abscheren der Betonkonsolen gekennzeichnet. Da die Oberflächenstruktur von Bewehrungsstäben aus GFK deutlich weicher ist als die von Betonstahl, ist auch im Bereich von Normalbeton ein Scherversagen der Staboberfläche möglich.

In [Pritschow 2016] werden Ergebnisse von Verbundversuchen aus der Literatur dokumentiert und in Abhängigkeit ihrer Oberflächenprofilierung sortiert. Der Vergleich in Abb. 4.21 zeigt, dass in Abhängigkeit der Oberflächenprofilierung ein Spektrum an Verbundtragverhalten resultiert. Sowohl die maximale Verbundspannung sowie der dazugehörige Schlupf variieren hierbei. Tendenziell ist zu erkennen, dass umwickelte Bewehrungsstäbe einen hohen Schlupf bei maximaler Verbundspannung aufweisen. Dahingegen zeigen besandete Bewehrungsstäbe geringe Schlupfwerte bei maximaler Verbundspannung. Durch die Vielzahl an Einflussfaktoren ist es nicht möglich, pauschale Aussagen über das Verbundtragverhalten infolge der Oberflächenprofilierung zu treffen.

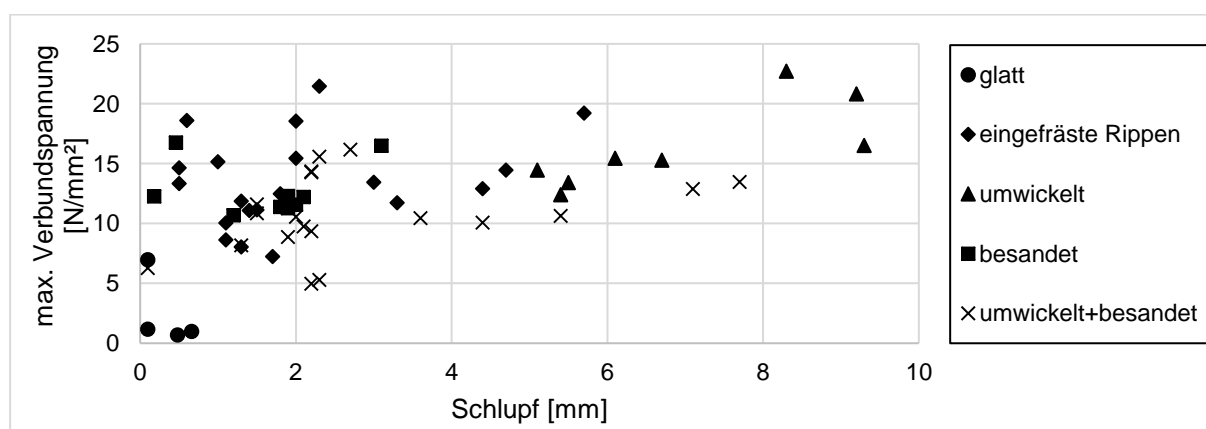
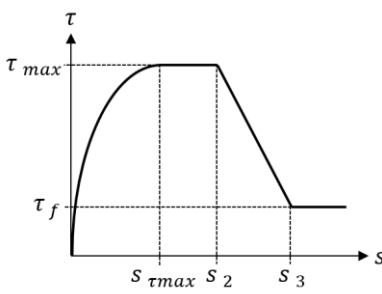
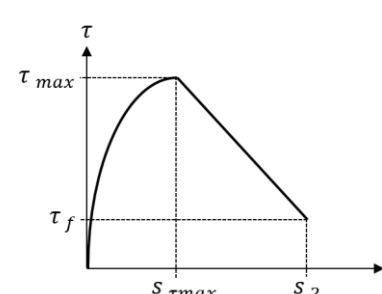


Abb. 4.21: Einfluss der Oberflächenprofilierung auf die maximale Verbundspannung und den dazugehörigen Schlupf normiert auf eine Betondruckfestigkeit von $f_{cm}=28 \text{ N/mm}^2$ [Pritschow 2016].

Analog zum Verhältnis zwischen maximaler Verbundspannung und dazugehörigem Schlupf (Abb. 4.21) wird auch die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung von der Oberflächenprofilierung beeinflusst. In [Niewels 2008] werden Ausziehversuche nach [RILEM RC 6] an Betonstahl und drei verschiedenen Bewehrungsstäben aus GFK durchgeführt. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung zeigen im ansteigenden Ast ein korrespondierendes Verhalten zwischen FKB und Betonstahl. Nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung weicht das Verbundtragverhalten zwischen Betonstahl und FKB voneinander ab. Im Gegensatz zu Betonstahl bildet sich bei FKB kein horizontaler Bereich nach der maximalen Verbundspannung aus, sondern ein linearer Verlauf bis zum Bruch (vgl. Tab. 4.6). Um dieses abweichende Verbundtragverhalten zu beschreiben, werden in der Literatur verschiedene Modelle entwickelt. In [Xiaoshan 2014] werden das BPE- [Eligehausen 1983], das Malvar- [Malvar 1994], das CMR- [Cosenza 1995] und das mBPE-Modell [Cosenza 1997]; [Rossetti 1995] zur mathematischen Beschreibung der Verbundspannung-Schlupf-Beziehung von Faserkunststoffbewehrungsstäben untersucht und miteinander verglichen. Die Untersuchungen zeigen für das mBPE-Modell die höchste Übereinstimmung für das Verbundtragverhalten von FKB. Tab. 4.6 zeigt die Gegenüberstellung des BPE- und des mBPE-Modells:

Tab. 4.6: Vergleich BPE- und mBPE-Modell.

	Betonstahl [Eligehausen 1983]		FKB [Cosenza 1995]	
$\tau - s$ - Beziehung				
Ansatzfunktion	BPE-Modell		modifizierten BPE-Modell	
	$\tau_{b(s)} = \tau_{max} \cdot (s/s_1)^\alpha \cdot f_{cm}^{\frac{1}{2}}$	$0 \leq s \leq s_{\tau max}$	$\tau_{b(s)} = C \cdot s^\alpha \cdot f_{cm}^{\frac{1}{2}}$	$0 \leq s \leq s_{\tau max}$
	$\tau_{b(s)} = \tau_{max}$	$s_{\tau max} \leq s \leq s_2$	$\tau_{b(s)} = C \cdot s_1^\alpha \cdot f_{cm}^{\frac{1}{2}} \cdot (1 - \frac{p \cdot (s - s_{\tau max})}{s_{\tau max}})$	$s_{\tau max} \leq s \leq s_2$
	$\tau_{b(s)} = \left(\tau_{max} - \frac{\tau_{max} - \tau_f}{s_3 - s_2} \cdot (s - s_2) \right) \cdot f_{cm}^{\frac{1}{2}}$	$s_2 \leq s \leq s_3$	$\tau_{b(s)} = \tau_f$	$s_2 \leq s$
$\tau_{b(s)} = \tau_f$	$s_3 \leq s$			

Neben Profilierungsart und der Scherfestigkeit der Oberfläche führt das geringe E-Modulverhältnis zwischen Bewehrung aus GFK und Normalbeton von ca. 1,1 – 2,2 ($E_{GFK} = 40.000 - 60.000 \text{ N/mm}^2, E_c = 27.000 - 37.000 \text{ N/mm}^2$) gegenüber Betonstahl und Normalbeton von ca. 5,4 – 7,4 ($E_s = 200.000 \text{ N/mm}^2, E_c = 27.000 - 37.000 \text{ N/mm}^2$) zu einer Änderung der Verbundspannungsverteilung entlang der Verankerungslänge. Ein höheres Steifigkeitsverhältnis bewirkt, dass die Kraftübertragung zwischen Bewehrung und Beton annähernd konstant über die Verankerungslänge übertragen wird. Handelt es sich dahingegen um ein geringes Steifigkeitsverhältnis, wird dieselbe Kraft über eine geringere Länge in den Beton eingeleitet. Hierdurch resultiert eine Spannungsspitze am Lasteinleitungsbereich. Abb. 4.22 zeigt anhand eines Beispiels den Verbundspannungsverlauf in Abhängigkeit des E-Moduls der Bewehrung.

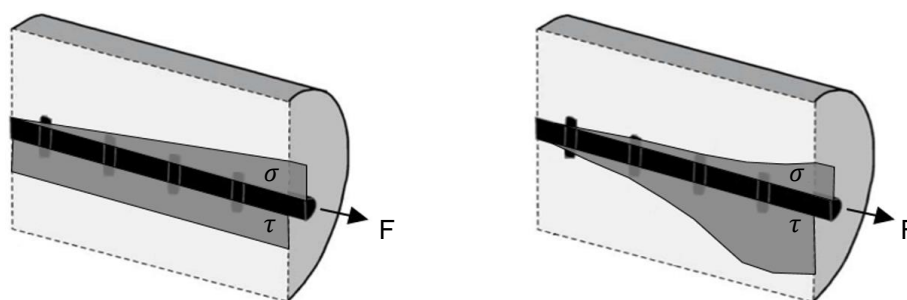


Abb. 4.22: Qualitativer Normal- und Verbundspannungsverteilung. Links hohe axiale Steifigkeit der Bewehrung und rechts niedrige axiale Steifigkeit der Bewehrung.

Infolge des geringeren E-Moduls stellt sich keine annähernd konstante Verbundspannungsverteilung ein, sondern ein zum Ende hin regressiver Verlauf. Hierdurch weicht das lokale Verbundspannungsmaximum stärker von der mittleren Verbundspannung ab, wodurch am Lasteinleitungsbereich eine Spannungsspitze entsteht. Dadurch, dass die Verbundspannung im direkten Zusammenhang mit der Spaltwirkung steht führt das höhere lokale Verbundspannungsmaximum in diesem Bereich zu einer höheren Spaltwirkung.

[Achillides 1998] verweist auf den starken Einfluss des E-Moduls auf das Verbundtragverhalten. In den durchgeführten Versuchen wird das Spaltverhalten von glasfaserverstärkten und kohlefaserverstärkten Bewehrungsstäben untersucht. Bei gleichen Randbedingungen führen glasfaserverstärkte Bewehrungsstäbe bereits bei 65 – 75 % der Verbundspannung von kohlefaserverstärkten Bewehrungsstäben zum Spalten.

In [Tepfers 2006] werden Untersuchungen an verschiedenen Bewehrungsstäben aus GFK und Betonstahl durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen kein eindeutiges Verhalten. Einige Bewehrungsstäbe aus GFK bewirken geringe aufnehmbare Verbundspannungen mit einer geringen Spaltwirkung. Andere Produkte führen dahingegen zu hohen Verbundspannungen mit starker Spaltwirkung.

In [Füllsack-Köditz 2004] und [Niewels 2008] werden Dehnkörperversuche mit Betonstahl und Bewehrungsstäben aus GFK durchgeführt. In beiden Arbeiten stellen sich in den Dehnkörperversuchen mit FKB Längsrisse ein. Dies deutet auf eine erhöhte Spaltwirkung der Bewehrung im Riss hin.

4.3.2. Verbundtragverhalten unter Langzeitbeanspruchung

Bei Stahlbeton nimmt der Schlupf bei gleicher Belastung mit der Zeit zu. Dies wird als Verbundkriechen bezeichnet und resultiert aus einer Mikrorissbildung im Betongefüge. Betonstahl weist keine Kriechneigung und bei einer ausreichenden Betondeckung auch keine Materialalterung auf. Neben der Schlupfzunahme infolge Mikrorissbildung im Beton und Kriechen des verwendeten Kunststoffs, führt die Materialalterung der FKB zu einem zeitabhängigen Verbundtragverhalten. Wie in Abschnitt 4.2.3 beschrieben, wird das zeitabhängige Materialtragverhalten durch chemische und physikalische Einwirkungen beeinflusst. Eine langandauernde Verbundbeanspruchung der FKB führt zu einem Kriechen der Oberflächenprofilierung. Durch eine zusätzliche Alterungsschädigung der Oberfläche wird die Stabprofilierung mit der Zeit weicher, wodurch eine Reduzierung der Verbundsteifigkeit stattfindet. In Summe führt dies mit der Zeit zu einem wachsenden Schlupf bei gleichbleibender Belastung. Somit Kriechen bei FVK-bewehrten Bauteilen sowohl Beton als auch Bewehrung, wodurch ein erhöhtes Verbundkriechen resultiert. Untersuchungen zum mechanischen Langzeittragverhalten von FKB sind in der Literatur vorhanden, beziehen sich jedoch hauptsächlich auf die Zugtragverhalten unter Langzeitbeanspruchung.

In [Radhouane 2011] werden Untersuchungen an eingelagerten Verbundversuchskörpern mit Bewehrungsstäben aus GFK durchgeführt. Die Proben werden während der Einlagerung jeweils auf 20, 40, 60 und 80 °C temperiert und nach 4 bzw. 8 Monaten in Kurzzeitverbundversuchen bis zum Bruch belastet. Die Probekörper werden trocken eingelagert und sind währenddessen keiner Belastung ausgesetzt. Abb. 4.23 zeigt die maximale Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Einlagerungsdauer und der Einlagerungstemperatur. Es zeigt sich eine Reduzierung der maximalen Verbundspannung infolge der Einlagerungstemperatur. Die maximale Verbundspannung sinkt bei einer Temperatur von 80 °C auf 86 % der maximalen Verbundfestigkeit bei einer Temperatur von 20 °C. Dahingegen zeigt die Einlagerungsdauer keinen Einfluss auf die maximale Verbundspannung.

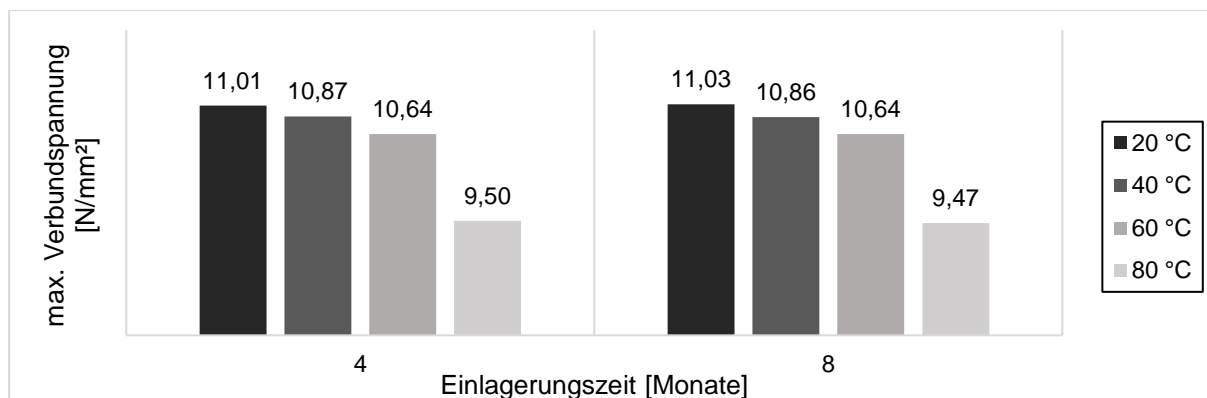


Abb. 4.23: Maximale Verbundspannung in Abhängigkeit der Einlagerungsdauer und der Einlagerungstemperatur bei einer trockenen Lagerung [Radhouane 2011].

In [Robert 2010] werden ebenfalls Verbundversuche an eingelagerten Ausziehkörpern durchgeführt. Hierbei findet die Einlagerung jedoch in temperiertem Wasser statt. Abb. 4.24 zeigt die maximale Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Einlagerungsdauer und der Einlagerungstemperatur. Innerhalb von sechs Monaten Einlagerungszeit findet eine Reduzierung der maximalen Verbundspannung auf 92 – 94 % statt. Durch die Lagerung in temperiertem Wasser findet eine hydrothermale Schädigung statt, wodurch die Einlagerungszeit zu einer Beeinflussung der Verbundspannung führt.

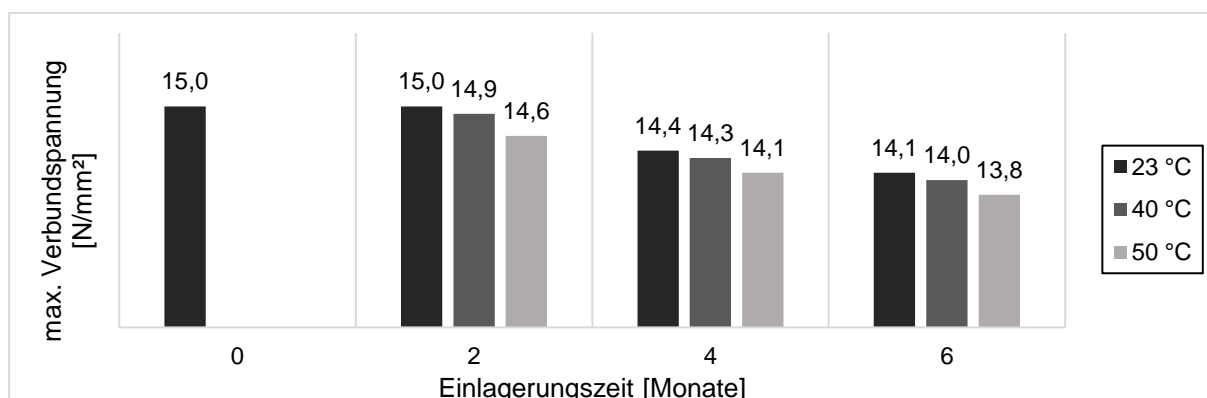


Abb. 4.24: Maximale Verbundspannung in Abhängigkeit der Einlagerungsdauer und der Einlagerungstemperatur bei einer feuchten Lagerung [Robert 2010].

In den Untersuchungen von [DAfStb Heft 268] werden Verbundkriechversuche an bewehrtem Normalbeton und an zwei verschiedenen gewehrten Kunstharzbetonen durchgeführt. Hierbei wird dem Beton ein Kunstharz zugeführt, wodurch das Verbundtragverhalten ebenfalls von Kunststoff beeinflusst wird. Das dem Beton zugeführte Kunstharz führt zu einem erhöhten Verbundkriechen zwischen Betonstahl und Beton. Der Exponent der Verbundkriechzahl ($\varphi_{(t,t_0)} = ((1 + 10 \cdot t)^\beta - 1)$) von Normalbeton mit $\beta = 0,082$ wird durch die Zugabe des Kunststoffs auf $\beta = 0,126$ bzw. $0,150$ erhöht. Dies führt in einem Zeitraum von 100 Jahren, im Bezug zu Stahlbeton, zu einer Schlupfvergrößerung um den Faktor 2,4 bzw. 3,7.

In [Niewels 2008] wird das zeitabhängige Verbundverhalten in das Verbundgesetz nach [Cosenza 1995] formuliert, wodurch die Verbundspannung in Abhängigkeit der zeitlichen Schlupfentwicklung bestimmt werden kann:

$$\tau_{(x,t)} = C \cdot \left(\frac{S_{(x,t)}}{1 + \varphi_{(t,t_0)}} \right)^\alpha \quad (\text{Gl. 4-26})$$

4.4. Resümee

Im Abschnitt 4.3 werden Materialcharakteristiken von FKB genannt und beschrieben, welche zu einem abweichenden Verbundtragverhalten gegenüber Betonstahl führen. Diese beeinflussen die Verbundtragfähigkeit unter Kurzzeit- sowie Langzeitbeanspruchung, wodurch die normativen Bemessungsansätze zur Berechnung der Endverankerungslänge angepasst werden müssen. Dies betrifft die Ableitung einer Bemessungsverbundspannung, die Anpassung der Bemessungsgleichung sowie die Mindestverankerungslänge.

In Abschnitt 4.1.3 werden mit der Methode nach Claude und nach Martin zwei Möglichkeiten zur Herleitung einer Bemessungsverbundspannung erläutert. Da das Verbundtragverhalten von glasfaserverstärkter Kunststoffbewehrung durch eine höhere Anzahl an stabspezifischer Einflussparameter (vgl. Abschnitt 4.2.2) nicht pauschalisiert werden kann (vgl. Abschnitt 4.3.1), muss die Bemessungsverbundspannung mit der Methode nach Martin semi-empirisch abgeleitet werden. Aus diesem Grund werden im Nachfolgenden Ausziehversuche mit kurzer Verbundlänge durchgeführt und auf deren Basis Verbundgesetze abgeleitet. Da die Berechnungsrandbedingungen zur Herleitung einer Bemessungsverbundspannung aus der Literatur einst für Betonstahl festgelegt wurden, wird überprüft, ob diese auch den Bruchzustand für glasfaserverstärkte Kunststoffbewehrung wiedergeben.

Die Bemessungsgleichung der Endverankerungslänge beinhaltet die Parameter Betonfestigkeit, Stabdurchmesser, Verankerungslänge, Betondeckung, Querbewehrung und Querdruck (vgl. 4.1.1.1). Um den Einfluss dieser Parameter auf die Verbundtragfähigkeit einer Endverankerung zu untersuchen, werden Verbundversuche am Beam-End Test durchgeführt. Die genannten Parameter werden systematisch untersucht und der Bemessungsgleichung nach [prEN 1992-1-1-D4] gegenübergestellt. Ein abweichendes Verbundtragverhalten gegenüber Betonstahl wird durch Anpassung der Bemessungsgleichung berücksichtigt.

Wie in Abschnitt 4.2.3.3 beschrieben, unterliegt der FKB einer Schädigungsinteraktion aus Materialalterung und Kriechen, welche durch Umwelteinwirkungen ausgelöst werden. Diese Umwelteinwirkungen führen zu einer Zersetzung der Oberflächenprofilierung (vgl. 4.3.2), wodurch die Verbundfestigkeit degradiert und die Tragfähigkeit der Endverankerung mit der Zeit abnimmt. Aus diesem Grund muss für Bewehrungsstäbe aus GFK eine Mindestverankerungslänge berechnet werden, welche die Tragfähigkeit der Endverankerung über die gesamte Bemessungsdauer sicherstellt. Die Materialalterung ist maßgebend von der Temperatur, der Feuchtigkeit, der Betonalkalität und der Belastungshöhe abhängig. Da zurzeit keine ausreichenden Grundlagen zum zeitabhängigen Verbundtragverhalten von FKB existieren, finden Ausziehversuche unter kombinierter Beanspruchung infolge von Dauerbelastung und den genannten Umwelteinflüssen statt. Aus dieser Interaktion resultiert der ungünstigste anzunehmende Fall einer Langzeitbeanspruchung, was eine Bemessung der Endverankerungslänge auf der sicher liegenden Seite ermöglicht.

5. Experimentelle Untersuchung des Verbundverhaltens unter Kurzzeitbeanspruchung

5.1. Gegenstand der Untersuchung

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen werden insgesamt drei verschiedene Faserkunststoffbewehrungen (Bezeichnung: GFK1, GFK2 und GFK3) untersucht. Als Referenz dient Betonstahl B500B (Bezeichnung: Stahl1). Die verwendeten Faserkunststoffbewehrungsstäbe bestehen alle aus GFK und unterscheiden sich in ihrer Geometrie sowie Materialeigenschaften. Tab. 5.1 zeigt die verschiedenen Bewehrungsstäbe, welche Gegenstand der Untersuchung sind.

Tab. 5.1: Gegenstand der experimentellen Untersuchungen

	GFK1		GFK2		GFK3		Stahl1	
Optik								
Werkstoff	GFK		GFK		GFK		Betonstahl B500B	
Glasfaser¹	E-CR		E-CR		N/A		-	
Matrix¹	Vinyl-Ester		Vinyl-Ester		Epoxid		-	
Fasergehalt¹ [Vol.-%]	75		83		80		-	
Oberfläche¹	nachträglich in den ausgehärteten Stab eingefräste spiralförmige Rippen		nachträglich auf den ausgehärteten Stab mit Vinyl-Ester aufgeklebter Quarzsand		vor der Aushärtung mit Schrumpfgarn straff umwickelter Stabkern		durch walzen eingeprägte Rippenstruktur	
E-Modul² [N/mm²]	64.131	64.908	59.200	59.411	48.823	49.203	217.647	208.420
	65.408		59.048		48.515		204.458	
	65.186		59.985		50.270		203.156	

¹Herstellerangaben

²ermittelt nach [ISO 10406-1]

5.1.1. Betoneigenschaften

Während des Herstellungsprozesses der Probekörper werden aus derselben Betoncharge Betonwürfel und -zylinder hergestellt, um die Betoneigenschaften zu bestimmen. Die Prüfung der Betonwürfel und -zylinder wird nach [DIN EN 12390] durchgeführt und findet am selben Tag wie die Prüfung der Probekörper statt. Die Prüfung der Würfeldruckfestigkeit findet an Betonwürfeln statt, die der Spaltzugfestigkeit und des E-Moduls an Betonzylindern.

Die mittlere Betondruckfestigkeit f_{cm} wird nach [DAfStb Heft 533] anhand der Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ und die Betonzugfestigkeit f_{ct} nach [DIN EN 12390] anhand der Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ bestimmt:

$$f_{cm} = 0,82 \cdot f_{c,cube} \quad (\text{Gl. 5-1})$$

$$f_{ct} = 0,90 \cdot f_{ct,sp} \quad (\text{Gl. 5-2})$$

Im Folgenden werden die ermittelten Betoneigenschaften der Versuche aufgeführt:

Tab. 5.2: Betoneigenschaften.

Mittelwerte der Betoneigenschaften					
Charge	Würfel- druckfestigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	mittlere Druckfestigkeit f_{cm} [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit f_{ct} [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
C1	71,5	58,6	4,4	4,0	31.182
C2	29,0	23,8	2,7	2,4	-
C3	46,5	38,1	3,2	2,9	-
C4	67,7	55,5	4,4	3,9	-
C5	67,0	54,9	3,9	3,5	-
C6	64,0	52,5	3,4	3,1	29.164
C7	64,0	52,5	4,1	3,7	28.582
C8	61,0	50,0	3,9	3,5	28.901
C9	62,5	51,3	3,9	3,5	29.900
C10	59,0	48,4	3,8	3,4	27.800
C11	66,5	54,5	4,3	3,9	29.946
C12	65,0	53,3	3,8	3,4	28.736
C13	67,0	54,9	3,9	3,5	29.147
C14	67,5	55,4	3,3	3,0	29.073
C15	71,0	58,2	3,4	3,1	29.091
C16	67,0	54,9	4,0	3,6	29.822
C17	63,5	52,1	3,7	3,3	27.699
C18	63,0	51,7	-	-	-
C19	61,0	50,0	3,9	3,5	27.280

Die Einzelwerte der Versuchsergebnisse sind dem Anhang B.1 zu entnehmen.

Tab. 5.3 weist die Betoncharge dem jeweiligen Versuche zu.

Tab. 5.3: Betoncharge der jeweiligen Versuche.

Charge	Versuchsbezeichnung
C1	PO-(GFK1-3/Stahl1)-58 BE-(GFK1-3)-16-(5/10/15Ø)-58-(0,5/1,0/1,5)-2Ø-0p
C2	BE-(GFK1-3/Stahl1)-16-10Ø-24-0,0-2Ø-0p
C3	BE-(GFK1-3/Stahl1)-16-10Ø-38-0,0-2Ø-0p
C4	BE-(GFK1-3/Stahl1)-16-10Ø-58-0,0-1Ø-0p
C5	BE-(GFK1-3/Stahl1)-(8/12)-10Ø-58-1,0-2Ø-0p
C6	BE-(GFK1-3)-16-15Ø-58-(0,5/1,0/1,5)-2Ø-0p
C7	BE-Stahl1-16-10Ø-58-(0,0/0,5/1,0)-2Ø-0p
C8	BE-GFK1-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p
C9	BE-GFK2-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p
C10	BE-GFK3-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p
C11	BE-(GFK1-3)-16-10Ø-58-0,5-2Ø-0p
C12	BE-(GFK1-3)-16-10Ø-58-0,0-2Ø-0p
C13	BE-(GFK1-2)-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p
C14	BE-(GFK3/Stahl1)-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p
C15-C19	LPO-(GFK1-3/Stahl1)-(22/40/60°C)-58

Die explizite Zuordnung der Betoncharge zu den jeweiligen Langzeitverbundversuchen sind dem Anhang B.4 zu entnehmen.

5.1.2. Voruntersuchung

Wie in Abschnitt 4.3.1 beschrieben, existiert eine Vielzahl an Verfahren zur Profilierung der Oberfläche von Faserkunststoffbewehrungsstäben. Diese Verfahren führen dazu, dass der mittlere Durchmesser d_m von dem Stabnennendurchmesser d_s abweicht. Zur Bestimmung der Verbundscherfläche wird der mittlere Durchmesser herangezogen. Dieser kann mittels des Wasserverdrängungsversuches nach [ISO 10406-1] bestimmt werden. Hierfür wird ein Bewehrungsstab mit der Stablänge l_{stab} in einem mit Wasser gefüllten Messzylinder getaucht. Die Differenz des Ausgangswasservolumens V_0 und des Wasservolumens mit Stab V_1 entspricht dem Stabvolumen V_{Stab} . Aus dem Stabvolumen V_{Stab} und der Stablänge l_{stab} wird der mittlere Stabdurchmesser d_m berechnet:

$$d_m = \sqrt{\frac{4 \cdot V_{Stab}}{\pi \cdot l_{stab}}} \quad (\text{Gl. 5-3})$$

Es werden jeweils drei Versuche je Nenndurchmesser und je Bewehrung mit einer Stablänge l_{stab} von ca. 100 mm durchgeführt. Das Wasser im Messzylinder wird mit ca. 15 Vol.-% Ethanol versetzt, um die Oberflächenspannung zu reduzieren. Der verwendete Messzylinder besitzt die Genauigkeitsklasse A nach [DIN EN ISO 4788] und ein Messvolumen von 50 ml. Gemessen wird der mittlere Durchmesser der Stabnennendurchmesser 8, 12 und 16 mm jedes Bewehrungsstabes (Abb. 5.1).



Abb. 5.1: Ansicht der verschiedenen Bewehrungsstäbe mit den Nenndurchmessern 8, 12 und 16 mm. Von links nach rechts: GFK1, GFK2, GFK3 und Stahl1.

Die Ergebnisse in Tab. 5.4 zeigen, dass im Gegensatz zum Betonstahl (Stahl1) der mittlere Stabdurchmesser der FKB vom Nenndurchmesser abweicht. Grund hierfür ist, dass die Oberfläche von Betonstahl eingepreßt wird, wodurch das Stabvolumen gleich bleibt und der mittlere Durchmesser nicht vom Stabnennendurchmesser abweicht. Dahingegen bezieht sich der Stabnennendurchmesser bei GFK-Bewehrungsstäben auf den Kerndurchmesser. Die Oberflächenprofilierung von FKB baut auf dem Kern auf, wodurch das Stabvolumen und somit der mittlere Stabdurchmesser vergrößert werden. Dies führt bei den FVK-Bewehrungsstäben zu Abweichungen von d_m zu d_s von ca. +3 bis +13 %.

Tab. 5.4: Ergebnisse des Wasserverdrängungsversuchs

Neendurchmesser d_s	Bewehrung	l_{Stab}	V_{Stab}	d_m	Abweichung bez. auf d_s
[mm]	[-]	[mm]	[ml]	[mm]	[%]
8	GFK1	99,37	6,0	8,77	+ 9,6
	GFK2	99,45	6,0	8,76	+ 9,5
	GFK3	99,37	5,5	8,39	+ 4,9
	Stahl1	100,10	5,0	7,98	- 0,2
12	GFK1	99,38	14,0	13,39	+ 11,6
	GFK2	99,38	13,0	12,91	+ 7,6
	GFK3	99,31	12,0	12,40	+ 3,3
	Stahl1	101,23	11,5	12,03	+ 0,3
16	GFK1	100,38	24,0	17,45	+ 9,1
	GFK2	100,10	23,0	17,10	+ 6,9
	GFK3	100,00	23,0	17,11	+ 6,9
	Stahl1	99,65	20,0	15,99	- 0,1

Die Berechnung der Verbundspannung findet für alle weiteren Versuche mittels des mittleren Durchmessers d_m statt:

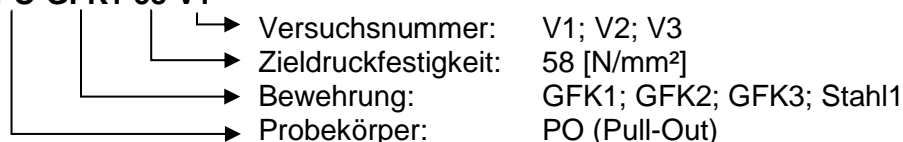
$$\tau = \frac{F}{d_m \cdot \pi \cdot l_b} \quad (\text{Gl. 5-4})$$

5.2. Versuchsprogramm

Im Rahmen der Verbunduntersuchungen unter Kurzzeitbeanspruchung werden Ausziehversuche in Form des Ausziehversuchs nach [RILEM RC 6] sowie des Beam-End Tests nach [ASTM A944-10] mit der Modifizierung nach [Wildermuth 2013] durchgeführt.

Anhand der Ausziehversuche wird das Scherverhalten der verschiedenen Bewehrungsstäbe untersucht. Auf Grundlage der gemessenen Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung werden für jeden Bewehrungsstab ein stabspezifisches Verbundgesetz bestimmt (vgl. Abschnitt 4.1.1.1). Es werden Versuche am Stabneendurchmesser 16 mm durchgeführt. Je Bewehrungsstab werden drei Versuche durchgeführt, womit insgesamt zwölf Ausziehversuche geprüft werden. Die Zieldruckfestigkeit des Betons ist $f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$, was einer Druckfestigkeitsklasse von C50/60 entspricht. Die Versuchsbezeichnung leitet sich wie folgt ab:

PO-GFK1-58-V1



Da bei allen Versuchen der gleiche Stabneendurchmesser verwendet wird, ist die Probekörpergeometrie nach [RILEM RC 6] für alle Bewehrungsstäbe gleich. Der Probekörper ist würfelförmig und weist eine Kantenlänge von 200 mm auf. Der Bewehrungsstab hat eine Verbundlänge von 80 mm ($5 d_s$) und eine Verbundfreievorlänge von 120 mm ($200 \text{ mm} - 5 d_s$).

Die Ausziehversuche werden senkrecht zur Stablage betoniert und mit Hilfe eines Innenrüttlers verdichtet. Abb. 5.2 zeigt den Versuchsaufbau für die Ausziehversuche nach [RILEM RC 6].

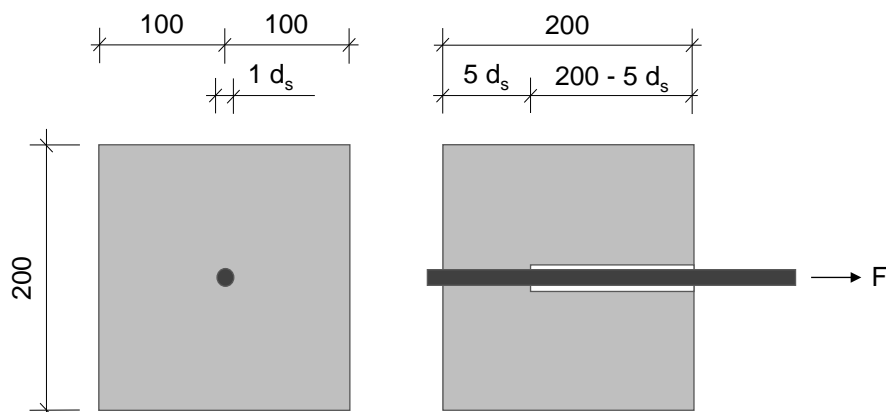


Abb. 5.2: Probekörper der Ausziehversuch nach [RILEM RC 6].

5.3. Versuchsaufbau und -durchführung

Für die Versuchsdurchführung wird der Versuchskörper in das Widerlager der Prüfmaschine (4) eingebracht und das Lasteinleitungselement (6) zentrisch mit der am Prüfzylinder befestigten Lasteinleitungsplatte (7) verbunden. Zwischen dem Probekörper und der Auflagerung befindet sich eine Teflonplatte (3). Die Verbindung zwischen der Lasteinleitungsplatte und dem Lasteinleitungselement erfolgt über eine Kugelkalotte (8) und eine Spannverankerung (9). Hierdurch ist der Prüfkörper gelenkig mit der Prüfmaschine verbunden. Der beschriebene Versuchsaufbau ist in Abb. 5.3 dargestellt.

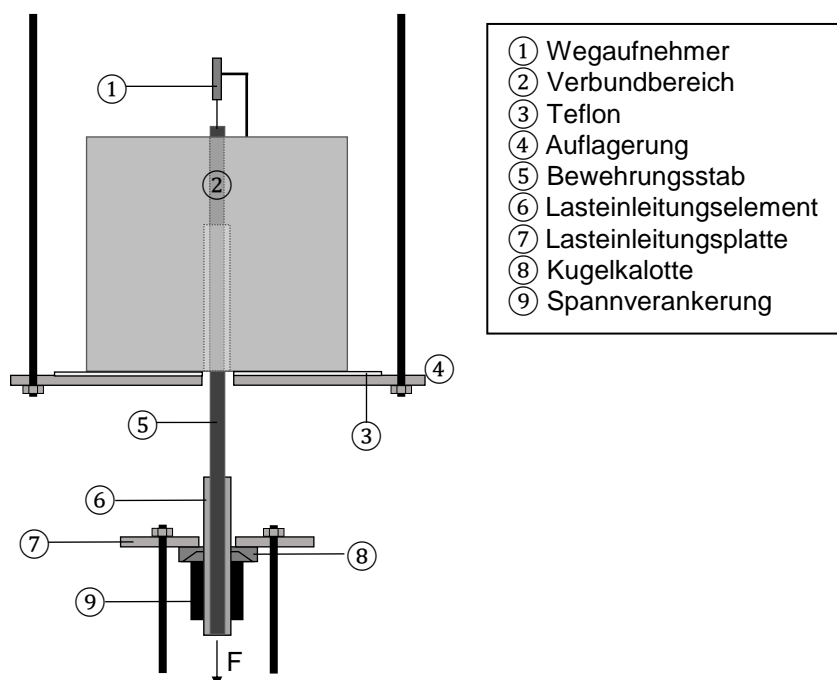


Abb. 5.3: Versuchsaufbau der Ausziehversuch nach [RILEM RC 6].

Die Prüfung wird nach [RILEM RC 6] kraftgesteuert mit einer Prüfgeschwindigkeit von $v_p = 130 \text{ N/s}$ ($v_p = 0,5 \cdot d_s^2$) durchgeführt. Bei der Prüfung werden Kraft und Schlupf dokumentiert. Die Kraft wird mit einer Kraftmessdose gemessen. Der Schlupf wird am unbelasteten Stabende mittels eines induktiven Wegaufnehmers ① aufgenommen, welcher direkt am Probekörper befestigt wird. Der Probekörper wird bis zum Versagen belastet.

5.4. Versuchsergebnisse

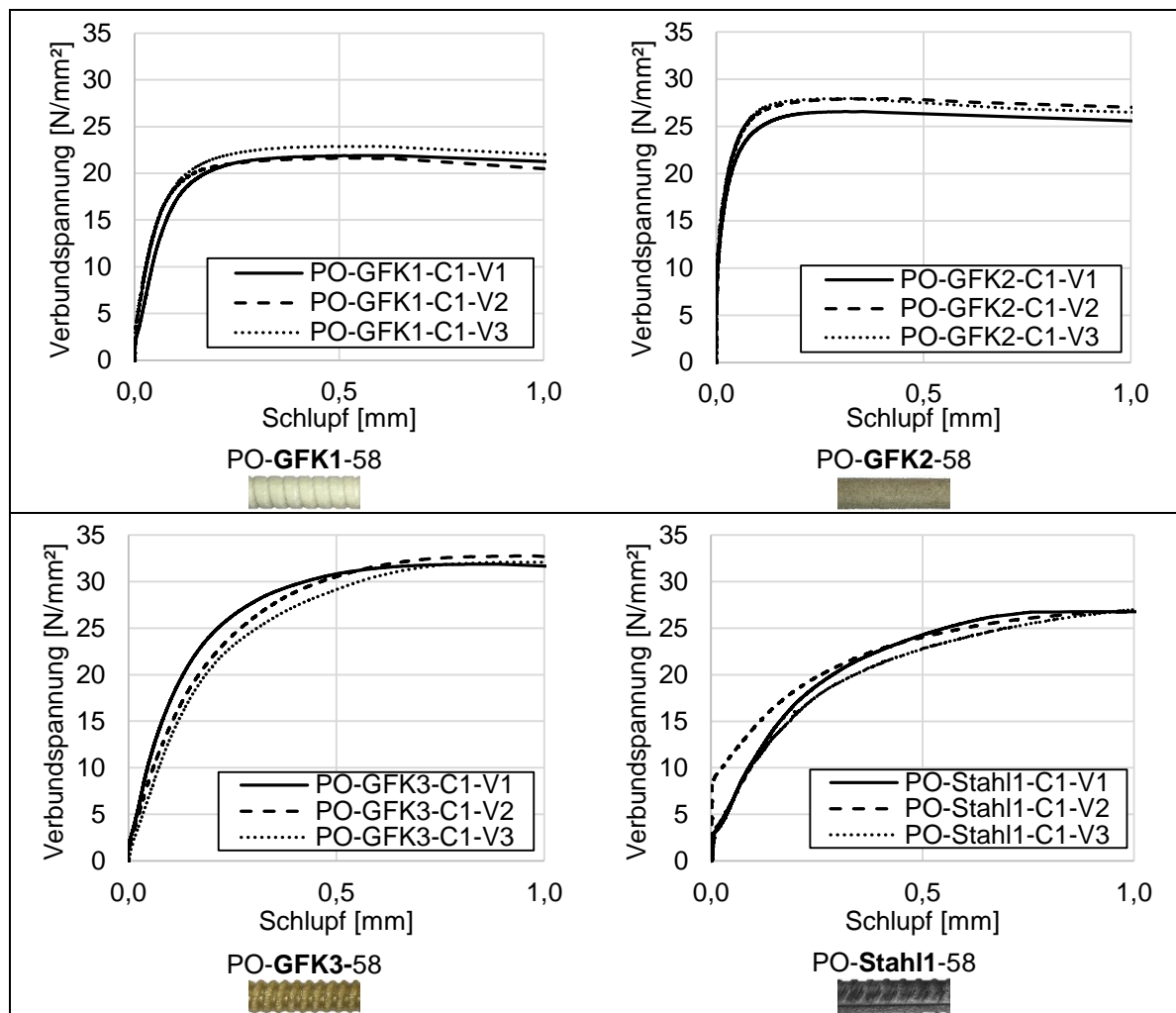
Die Bewehrungsstäbe GFK1 und Stahl1 weisen nach dem Herausziehen eine vollständig erhaltene Oberflächenprofilierung und abgescherte Betonkonsolen auf. GFK2 zeigt ein vollständiges Abscheren der besandeten Staboberfläche. Bei Erreichen der maximalen Ausziehungskraft spaltet der Probekörper mit GFK3. Durch das Aufspalten des Probekörpers sind die Betonkonsolen sowie die Oberflächenprofilierung des Bewehrungsstabes vollständig erhalten.

Tab. 5.5: Ansicht der Versagensarten innerhalb der Versuchsreihe.



Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen zeigen bei allen Versuchen den vom Betonstahl her bekannten nichtlinearen Verlauf. Auch die FKB zeigen nach dem Überwinden eines geringen Haftverbundes die Aktivierung des Scherverbundes mit wachsendem Schlupf. Die Verläufe sind zueinander ähnlich, jedoch sind tendenzielle Unterschiede zwischen den einzelnen Bewehrungsstäben zu erkennen. GFK1 weist innerhalb der Versuchsreihe die geringste maximale Verbundspannung auf. GFK2 und Stahl1 führen zu ähnlichen maximalen Verbundspannungen. GFK3 weist die höchste maximale Verbundspannung aller Versuche auf. Stahl1 zeigt im Gegensatz zu den drei geprüften GFK-Bewehrungsstäben eine geringe Verbundsteifigkeit und damit verbunden höheren Schlupf bei gleicher Kraft. GFK2 zeigt im Gegensatz zu GFK1 und GFK3 einen steileren Anstieg des ansteigenden Astes. Durch die höhere Kräfteinleitung resultiert bei GFK3 eine höhere Verbundspannung und damit verbunden eine verstärkte Spaltwirkung, welche zum Verbundspalten führen.

Tab. 5.6: Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der Ausziehversuche bei $f_{cm} = 58,6 \text{ N/mm}^2$.



Im Abschnitt 9.1.5 werden auf Basis der in Tab. 5.6 gezeigten experimentell bestimmten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung die Parameter C und α des Verbundgesetzes (vgl. Abschnitt 4.3.1) abgeleitet. Die hierfür notwendigen Parameter sind die maximale Verbundspannung τ_{max} , und der Schlupf $s_{\tau max}$, s_2 und s_3 . In Tab. 5.7 sind die genannten Parameter für jeden Bewehrungsstab aufgeführt.

Tab. 5.7: Ergebnisübersicht der Ausziehversuche bei $f_{cm} = 58,6 \text{ N/mm}^2$.

Stab	F_{max}		τ_{max}		$s_{\tau max}$		s_2		s_3	
	Einzel	Mittel	Einzel	Mittel	Einzel	Mittel	Einzel	Mittel	Einzel	Mittel
	[kN]		[N/mm²]		[mm]		[mm]		[mm]	
GFK1	96,1	97,1	21,9	22,1	0,39	0,34	13,48	10,51		
	94,9		21,6		0,30		6,80			
	100,4		22,9		0,34		11,25			
GFK2	114,2	118,1	26,6	27,5	0,25	0,21	18,99	19,09		
	120,1		28,0		0,20		18,91			
	120,0		27,9		0,19		18,56			
GFK3	137,1	138,7	31,9	32,3	0,66	0,70	19,45	19,17		
	138,0		32,1		0,68		18,69			
	140,9		32,8		0,75		19,38			
Stahl1	112,0	111,3	27,8	27,4	0,38	0,88	2,12	2,13	4,31	4,18
	112,2		27,9		0,45		2,07		4,52	
	109,8		26,6		0,50		2,19		3,71	

6. Experimentelle Untersuchung der Verbundtragfähigkeit unter Kurzzeitbeanspruchung

6.1. Versuchsprogramm

Innerhalb dieser Versuchsreihe werden anhand von Beam-End Tests folgende Einflussparameter auf die Verbundtragfähigkeit untersucht: Stabdurchmesser d_s , Verankerungslänge l_b , Betondruckfestigkeit f_{cm} , Querbewehrungsgrad A_{st}/A_s , Betondeckung c und Querdruck p . Jeder Einflussparameter wird separat anhand von jeweils drei Versuchen bestimmt, womit insgesamt 117 Beam-End Tests untersucht werden. Aus den genannten Einflussparametern leitet sich die Versuchsbezeichnung wie folgt ab:

BE-GFK1-16-10\emptyset-58-1,0-2\emptyset-0p-V1	
→	Versuchsnummer: V1; V2; V3
→	Querdruck: 0p; 1p
→	Betondeckung: 1 \emptyset ; 2 \emptyset
→	Querbewehrungsgrad: $A_{st}/A_s = 0,0; 0,5; 1,0$
→	Zieldruckfestigkeit: 24; 38; 58 [N/mm ²]
→	Verbundlänge: 5 \emptyset ; 10 \emptyset ; 15 \emptyset
→	Durchmesser: 8; 12, 16 [mm]
→	Bewehrung: GFK1; GFK2; GFK3; Stahl1
→	Probekörper: BE (Beam-End)

6.2. Probekörper

Die Beam-End Tests werden in Übereinstimmung zu [Wildermuth 2013] hergestellt. Der Beton wird bei der Herstellung senkrecht zur Stablage eingebracht und mit einem Innenrüttler verdichtet. Der Probekörper ist in Abhängigkeit des Stabdurchmessers aufgebaut (Abb. 6.1).

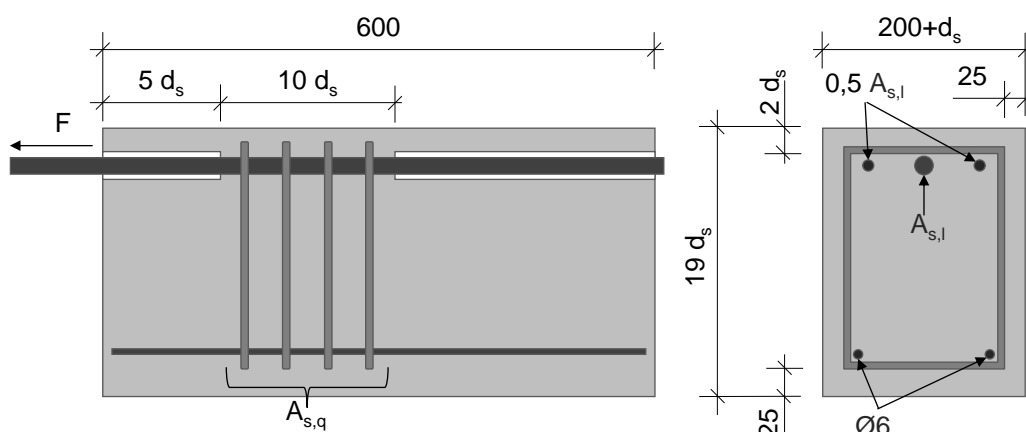


Abb. 6.1: Modifizierter Beam-End Tests nach [Wildermuth 2013]

Für die Untersuchung der einzelnen Einflussparameter wird der Probekörperaufbau jeweils angepasst. Diese Anpassungen werden im Folgenden beschrieben:

- **Stabnendurchmesser d_s**

Zur Prüfung des Durchmesserinflusses werden die Stabnendurchmesser $d_s = 8\text{ mm}$, 12 mm und 16 mm untersucht. Wie in Abb. 6.1 gezeigt, verändert sich hierdurch die Verbundfreievorlänge, die Verbundlänge, die Betondeckung sowie die Probekörperhöhe. Das Verhältnis von Längs- zu Querbewehrung A_{st}/A_s ist bei dieser Versuchsreihe ≈ 1 . Bei den Versuchen mit $d_s = 16\text{ mm}$ werden je vier Bügel $\varnothing 8\text{ mm}$, mit $d_s = 12\text{ mm}$ je vier Bügel $\varnothing 6\text{ mm}$ und mit $d_s = 8\text{ mm}$ je zwei Bügel $\varnothing 6\text{ mm}$ verwendet.

Tab. 6.1: Parameterraum: Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundtragfähigkeit.

Bewehrung	d_s	l_b	f_{cm}	A_{st}/A_s	c	p
[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]
GFK1	8	80	60	1,0	8	nein
GFK2	12	120			24	
GFK3	16	160			32	
Stahl1						

- **Verankerungslänge l_b**

Der Einfluss der Verankerungslänge wird anhand des Stabdurchmessers $d_s = 16\text{ mm}$ untersucht. Hierfür bleibt der beschriebene Probekörperaufbau gleich, jedoch wird die Verankerungslänge mit $l_b = 5 d_s$ (80 mm), $l_b = 10 d_s$ (160 mm) und $l_b = 15 d_s$ (240 mm) ausgeführt. Um einen gleichen Umschnürungseffekt über die Verankerungslänge aufzuweisen, werden bei den Versuchen mit $l_b = 5 d_s$ je zwei Bügel $\varnothing 8\text{ mm}$, bei $l_b = 10 d_s$ je vier Bügel $\varnothing 8\text{ mm}$ und bei $l_b = 15 d_s$ je sechs Bügel $\varnothing 8\text{ mm}$ angeordnet.

Tab. 6.2: Parameterraum: Einfluss der Verankerungslänge auf die Verbundtragfähigkeit.

Bewehrung	d_s	l_b	f_{cm}	A_{st}/A_s	c	p
[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]
GFK1	16	8	60	0,5	32	nein
GFK2		160		1,0		
GFK3		240		1,5		
Stahl1						

- **Betondruckfestigkeit f_{cm}**

Zur Untersuchung des Einflusses der Betondruckfestigkeit auf das Verbundtragverhalten werden drei verschiedene Betonrezepturen verwendet. Es wird ein Normalbeton mit einer niedrigen (C16/20: $f_{cm} = 24\text{ N/mm}^2$), einer mittleren (C30/37: $f_{cm} = 38\text{ N/mm}^2$) und einer hohen Betondruckfestigkeit (C50/60: $f_{cm} = 58\text{ N/mm}^2$) angestrebt. Die Betondeckung beträgt $c = 32\text{ mm}$ ($2 d_s$) und es wird keine Querbewehrung verwendet ($A_{st}/A_s = 0,0$).

Tab. 6.3: Parameterraum: Einfluss der Betondruckfestigkeit auf die Verbundtragfähigkeit.

Bewehrung	d_s	l_b	f_{cm}	A_{st}/A_s	c	p
[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]
GFK1	16	160	24	0,0	32	nein
GFK2			38			
GFK3			58			
Stahl1						

- **Querbewehrungsgrad A_{st}/A_s**

Der Einfluss des Querbewehrungsgrads A_{st}/A_s wird am Stabnenndurchmesser $d_s = 16 \text{ mm}$ geprüft. Die Querschnittsfläche der Längsbewehrung ist daher $A_s \approx 201 \text{ mm}^2$. Die gleiche Querschnittsfläche der Querbewehrung ergibt sich für einen Querbewehrungsgrad innerhalb der Verbundlänge von $A_{st}/A_s = 1,0$ mit je vier Bügel $\emptyset 8 \text{ mm}$, für einen Querbewehrungsgrad von $A_{st}/A_s = 0,5$ mit je zwei Bügel $\emptyset 8 \text{ mm}$ und mit für einen Querbewehrungsgrad von $A_{st}/A_s = 0,0$ ohne Bügel.

Tab. 6.4: Parameterraum: Einfluss des Querbewehrungsgrads auf die Verbundtragfähigkeit.

Bewehrung	d_s	l_b	f_{cm}	A_{st}/A_s	c	p
[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]
GFK1	16	160	60	0,0	32	nein
GFK2				0,5		
GFK3				1,0		
Stahl1						

- **Betondeckung c**

Zur Untersuchung des Einflusses der Betondeckung c werden Versuche am Stabnenndurchmesser $d_s = 16 \text{ mm}$ und einer Betondeckung des einfachen Stabdurchmessers $c = 16 \text{ mm}$ und dem doppelten Stabdurchmesser $c = 32 \text{ mm}$ durchgeführt. Der Querbewehrungsgrad beträgt bei allen Versuchen $A_{st}/A_s = 0,0$.

Tab. 6.5: Parameterraum: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundtragfähigkeit.

Bewehrung	d_s	l_b	f_{cm}	A_{st}/A_s	c	p
[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]
GFK1	16	160	60	0,0	16	nein
GFK2					32	
GFK3						
Stahl1						

- **Querdruck p**

Zur Untersuchung der Verbundtragfähigkeit in Abhängigkeit des Querdrucks p wird die untere Auflagerung über dem Verbundbereich platziert (siehe Abb. 6.3). Die Auflagerabmessung beträgt $160 \times 220 \text{ mm}$. Hierdurch entsteht, wie bei biegebeanspruchten Bauteilen mit einer direkten Lagerung des Endauflagers, ein belastungsabhängiger Querdruck auf den Verbundbereich.

Tab. 6.6: Parameterraum: Einfluss des Querdrucks auf die Verbundtragfähigkeit.

Bewehrung	d_s	l_b	f_{cm}	A_{st}/A_s	c	p
[-]	[mm]	[mm]	[N/mm ²]	[-]	[mm]	[-]
GFK1	16	160	60	1,0	32	ja
GFK2						
GFK3						
Stahl1						

6.3. Versuchsaufbau und –durchführung

Bei der Prüfung werden Kraft und Schlupf aufgenommen. Der Schlupf wird am unbelasteten Stabende mittels eines induktiven Wegaufnehmers gemessen, welcher direkt am Beton befestigt wird. Die Prüfung wird kraftgesteuert durchgeführt und die Prüfgeschwindigkeit beträgt nach [RILEM RC 6] in Abhängigkeit des Stabdurchmessers $v_p = 30 \text{ N/s}$ für $d_s = 8 \text{ mm}$, $v_p = 70 \text{ N/s}$ für $d_s = 12 \text{ mm}$ und $v_p = 130 \text{ N/s}$ für $d_s = 16 \text{ mm}$. Die Probekörper werden bis zum Versagen belastet.

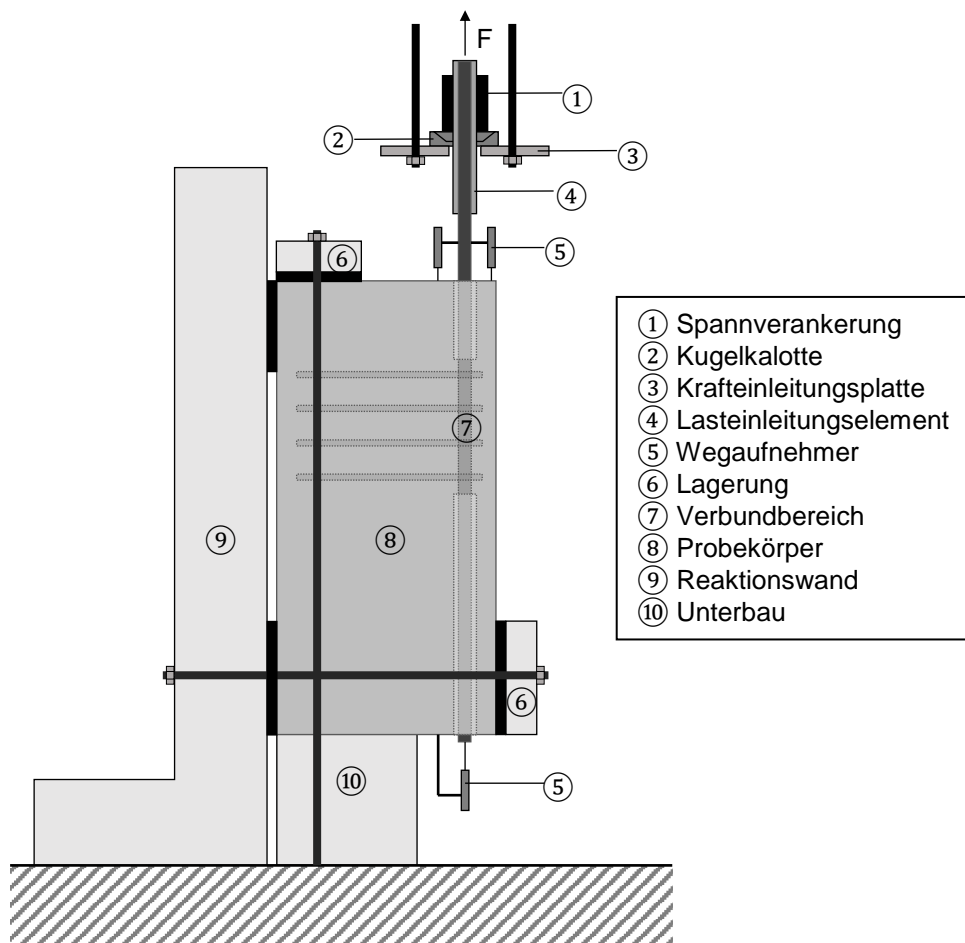


Abb. 6.2: Versuchsaufbau der Beam-End Tests.

Für die Prüfung der Verbundtragfähigkeit am Beam-End Test wird der Probekörper ⑧ auf einem Unterbau ⑩ platziert. Dieser dient zur Erhöhung, um einen Wegaufnehmer ⑤ an der lastabgewandten Seite zu positionieren. Über Stahlplatten und Elastomerlager ⑥ wird der Probekörper gegen den Boden und eine Reaktionswand ⑨ gespannt. An der lastzugewandten Seite werden zwei Wegaufnehmer angebracht. Die Verbindung zwischen der Krafteinleitungsplatte ③ und dem Lasteinleitungselement ④ erfolgt über eine Kugelkalotte ② und eine Spannverankerung ①. Hierdurch ist der Prüfkörper gelenkig mit der Prüfmaschine verbunden. Der beschriebene Versuchsaufbau ist in Abb. 6.2 dargestellt.

Bei der Prüfung des Einflussparameters Querdruck, wird das untere horizontale Lager direkt über den Verbundbereich positioniert (siehe Abb. 6.3). Der über dem Verbundbereich resultierende Querdruck wird mittels einer Kraftmessdose gemessen.

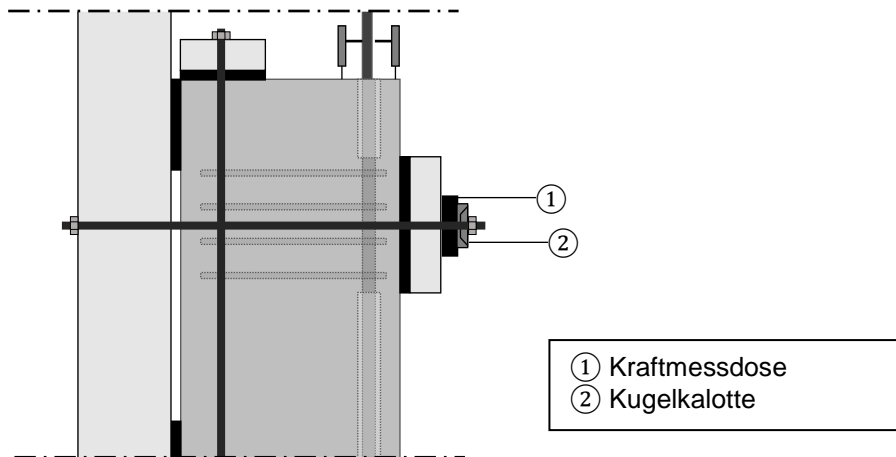


Abb. 6.3: Versuchsaufbau der Beam-End Tests bei der Untersuchung des Querdrucks.

6.4. Versuchsergebnisse

Im Folgenden findet ein Vergleich der Traglasten der Beam-End Test in Abhängigkeit der unterschiedlichen Parameter statt. Hierzu wird die mittlere Verbundspannung beim Erreichen der maximalen Kraft herangezogen. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen können dem Anhang B.2 entnommen werden.

6.4.1. Einfluss der Betonfestigkeit

Bei allen Bewehrungsstäben wird die maximale Verbundfestigkeit mit steigender Betonfestigkeit erhöht. In Abb. 6.4 sind die Ergebnisse der Versuche dargestellt. Hierzu werden für jeden Bewehrungsstab und für jede Betonfestigkeit der Mittelwert der maximalen Verbundspannung und der Streubereich der Ergebnisse dargestellt. Hierbei zeigen die GFK1 und GFK2 ähnliche maximale Verbundspannungen. GFK3 erreicht in dieser Versuchsreihe die geringsten und Stahl1 (Betonstahl) die höchsten maximalen Verbundspannungen. Alle Probekörper zeigen nach der Versuchsdurchführung einen Spalttriss entlang der Bewehrung auf. Somit ist das Verbundversagen durch einen Spaltbruch gekennzeichnet.

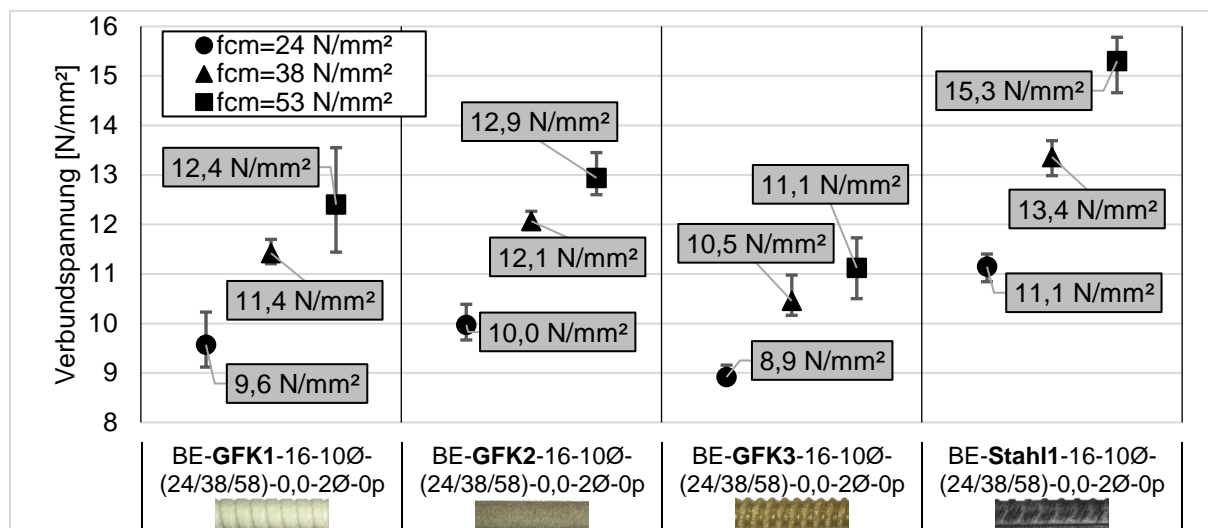


Abb. 6.4: Einfluss mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} auf die maximale Verbundspannung.

Die Verbundfestigkeit steht im direkten Zusammenhang mit der Betonfestigkeit. Die Gleichungen (Gl. 6-1) und (Gl. 6-2) zeigen, dass hierzu die Betondruckfestigkeit f_{ck} mit dem Exponenten $k = \frac{2}{3}$ [DIN EN 1992-1-1] bzw. $k = \frac{1}{2}$ [prEN 1992-1-1-D4] herangezogen werden. Dahingegen wird in (Gl. 5-7) der Exponenten $k = \frac{1}{4}$ [Model Code 2010] für ein Spaltbruchversagen angesetzt. Die genannten Ansätze werden im Folgenden gezeigt und in Abb. 6.5 anhand der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} den Versuchsergebnissen gegenübergestellt.

Nach [DIN EN 1992-1-1]

$$\begin{aligned}
 \tau &= 2,25 \cdot f_{ctd} \\
 &= 2,25 \cdot \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_c \\
 &= 2,25 \cdot \alpha_{ct} \cdot (f_{ctm} \cdot 0,7) / \gamma_c \\
 &= 2,25 \cdot \alpha_{ct} \cdot (0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}) \cdot 0,7 / \gamma_c
 \end{aligned}
 \tag{Gl. 6-1}$$

mit:

f_{ctd}	Bemessungswert der Betonzugfestigkeit
$f_{ctk;0,05}$	Charakteristische Betonzugfestigkeit (5%-Quantil)
α_{ct}	Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen (=1,0 zur Ermittlung der Verbundspannung)
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für Beton
f_{ctm}	Mittelwert der Zugfestigkeit
f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit

Nach [prEN 1992-1-1-D4]

$$= ((25 \text{ N/mm}^2) / f_{ck})^{\frac{1}{2}}
 \tag{Gl. 6-2}$$

mit:

f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit
----------	--

Nach [Model Code 2010] (für Spaltversagen)

$$= ((20 \text{ N/mm}^2) / f_{ck})^{\frac{1}{4}}
 \tag{Gl. 6-3}$$

mit:

f_{ck}	Charakteristische Betondruckfestigkeit
----------	--

In Abb. 6.5 ist der Einfluss der Betonfestigkeit auf die bezogene Tragfähigkeit der Verankerung dargestellt. Hierzu wird der Mittelwert der maximalen Verbundspannung der jeweiligen Betondruckfestigkeit $\tau_{max, f_{cm=i}}$ auf den Mittelwert der maximalen Verbundspannung bei einer Betondruckfestigkeit von 25 N/mm^2 $\tau_{max, f_{cm=25 \text{ N/mm}^2}}$ normiert. Die Ergebnisse werden den Modellen von [DIN EN 1992-1-1] (Gl. 6-1) und [prEN 1992-1-1-D4] (Gl. 6-2) gegenübergestellt. Des Weiteren werden die Ergebnisse mit dem Modell nach [Model Code 2010] (Gl. 6-3) zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit bei Spaltbruch verglichen.

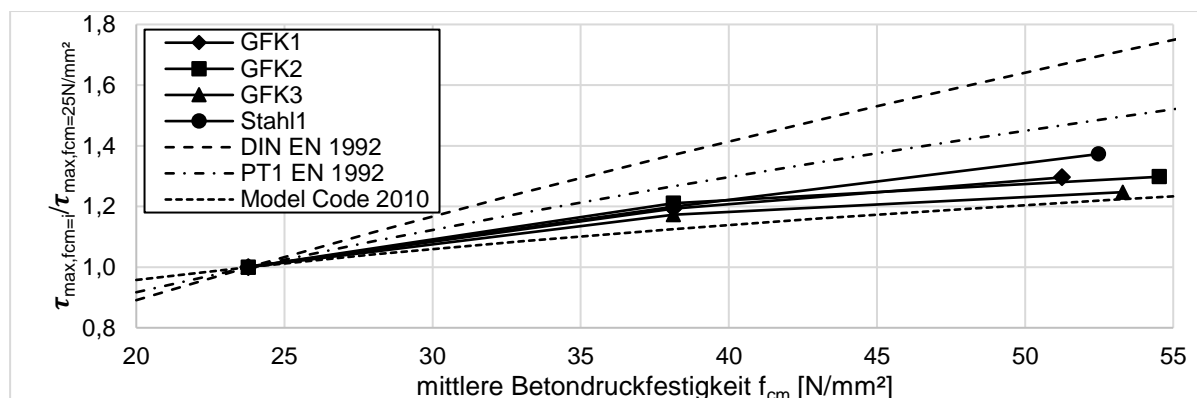


Abb. 6.5: Normierter Einfluss der mittleren Betondruckfestigkeit f_{cm} auf die maximale Verbundspannung.

Die Gegenüberstellung zeigt bei allen geprüften Bewehrungsstäbe ein analoges Verhalten der Verbundtragfähigkeit in Abhängigkeit der Betondruckfestigkeit. Im Vergleich mit den Modellen aus den Normen zeigt sich, dass die Versuche zwischen dem Ansatz nach [prEN 1992-1-1-D4] und [Model Code 2010] befindet. Da die Betonzugfestigkeit nicht proportional zur Betondruckfestigkeit anwächst, nähern sich die Versuchsergebnisse bei höheren Betondruckfestigkeiten dem Modell für ein Spaltversagen nach [Model Code 2010] an.

Das Modell zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit auf die Verbundtragfähigkeit aus dem Stahlbeton kann für die geprüften Faserkunststoffbewehrungsstäbe übernommen werden. Daher werden die gemessenen Verbundspannungen bei einem Scherversagen mit den Ausdruck $(58/f_{cm})^{0,5}$ auf die Betonfestigkeitsklasse C50/60 ($f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$) normiert. Bei einem Spaltbruchversagen wird dahingegen das Modell nach [Model Code 2010] mit dem Ausdruck $(58/f_{cm})^{0,25}$ verwendet.

6.4.2. Einfluss der Betondeckung

Durch das Variieren der Betondeckung der Beam-End Versuchskörper zeigt sich, dass mit zunehmender Betondeckung die Umschnürung des Verbundbereichs steigt und damit die Verbundtragfähigkeit zunimmt. Wie in Abb. 6.6 dargestellt, kann durch die Erhöhung der Betondeckung von $c_d = 16 \text{ mm}$ auf $c_d = 32 \text{ mm}$ die Verbundspannung um $1,9 - 2,3 \text{ N/mm}^2$ gesteigert werden. Beide Versuchsreihen zeigen zum Zeitpunkt des Versagens einen Spaltriss längs der Bewehrung.

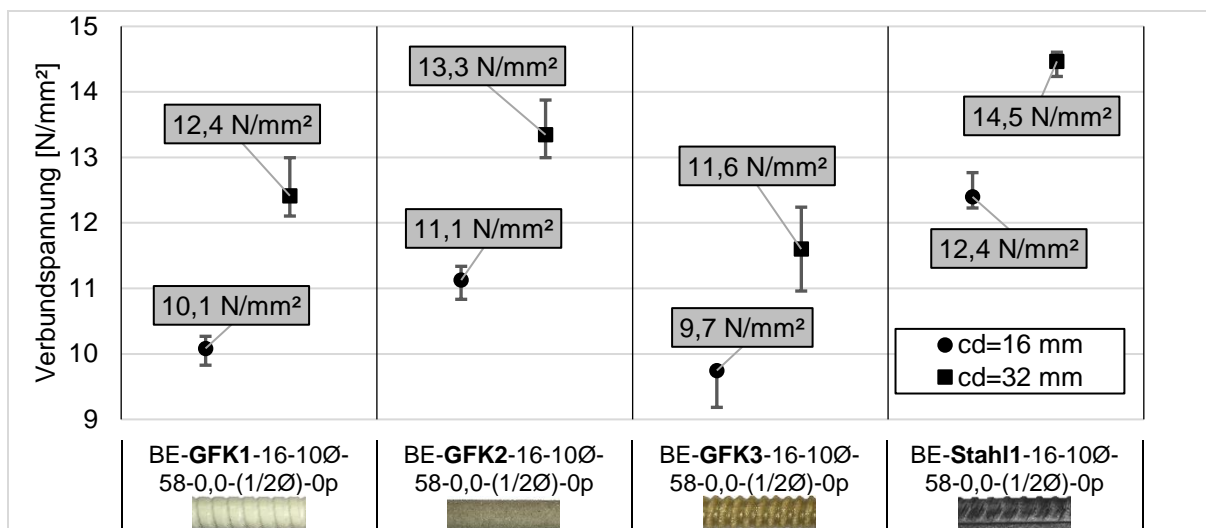


Abb. 6.6: Einfluss der Betondeckung c_d auf die maximale Verbundspannung.

In Abb. 6.7 ist der Einfluss der bezogenen Betondeckung auf die Verbundtragfähigkeit normiert dargestellt. Hierzu wird die maximale Verbundspannung in Abhängigkeit der jeweiligen Betondeckung $\tau_{max,cd=i}$ auf den Mittelwert der maximalen Verbundspannung mit einer Betondeckung von $c_d = 1,5 d_s$ normiert $\tau_{max,cd=1,5d_s}$ und den beiden Ansätzen aus [DIN EN 1992-1-1] und [prEN 1992-1-1-D4] gegenübergestellt.

Nach [DIN EN 1992-1-1]

$$\alpha_2 = 1 - 0,15 \cdot (c_d - d_m) / d_m \geq 0,7 \tag{Gl. 6-4}$$

mit:

- c_d Betondeckung
- d_m Mittlerer Stabdurchmesser

Nach [prEN 1992-1-1-D4]

$$= (1,5 \cdot d_m / c_d)^{\frac{1}{2}} \tag{Gl. 6-5}$$

mit:

- d_m Mittlerer Stabdurchmesser
- c_d Betondeckung

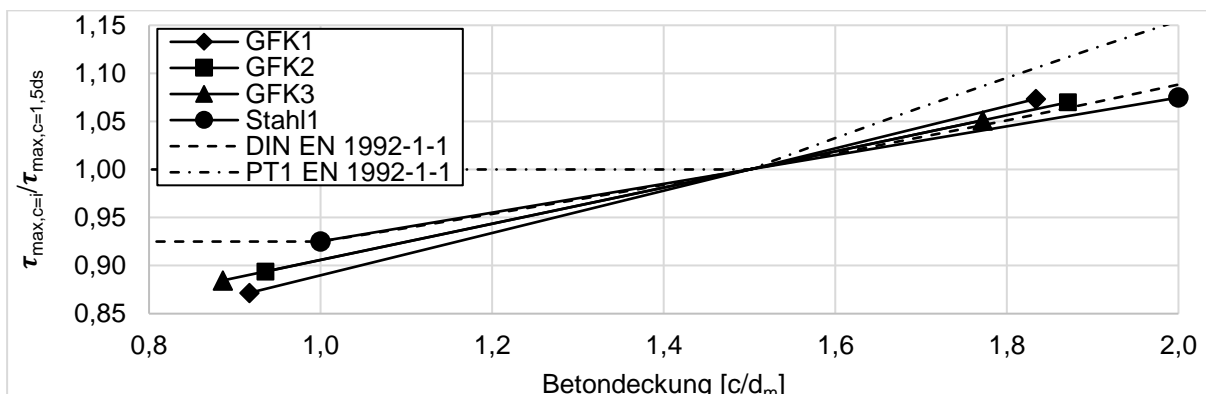


Abb. 6.7: Normierter Einfluss der Betondeckung c_d auf die maximale Verbundspannung.

Abb. 6.7 zeigt, dass die Ergebnisse der getesteten Faserkunststoffbewehrungsstäbe zwischen den Ansätzen nach [DIN EN 1992-1-1] und [prEN 1992-1-1-D4] liegen. Die Probekörper mit Stahl1 folgt dem Ansatz nach [DIN EN 1992-1-1]. Die Faserkunststoffbewehrungsstäbe zeigen eine steile Tangente der Versuchsergebnisse, was einen erhöhten Einfluss der Betondeckung auf das Verbundtragverhalten gegenüber Stahl1 widerspiegelt.

6.4.3. Einfluss Stabdurchmesser

In Abb. 6.8 sind die Ergebnisse der maximalen Verbundspannung für die unterschiedlichen Stabnennendurchmesser d_s dargestellt. Alle untersuchten Bewehrungsstäbe zeigen, dass je kleiner der Durchmesser, desto höher die maximale Verbundspannung. Innerhalb dieser Versuchsreihe befindet sich bei allen Versuchen Querbewehrung im Verbundbereich. Hierdurch wird ein ungehindertes Öffnen des Spaltrisses vermieden, wodurch ein bei allen Versuchen Scherversagen resultiert.

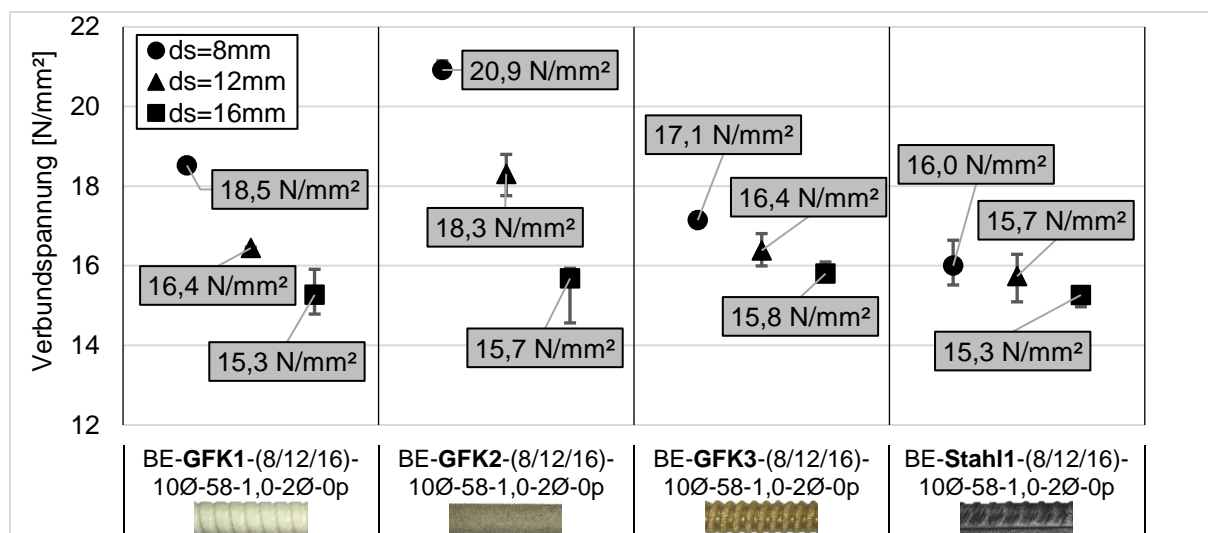


Abb. 6.8: Einfluss des Stabdurchmessers d_s auf die maximale Verbundspannung.

Abb. 6.9 zeigt, dass die maximale Verbundspannung mit steigendem Stabdurchmesser abnimmt. Zum Vergleich des Einflusses des Stabdurchmessers auf die Verbundtragfähigkeit wird in Abb. 6.9 die maximale Verbundspannung des jeweiligen Nenndurchmessers $\tau_{max,d=i}$ auf den Mittelwert der maximalen Verbundspannung des Nenndurchmessers $d_s = 16\text{ mm}$ normiert $\tau_{max,d_s=16\text{mm}}$ und den beiden Ansätzen aus [DIN EN 1992-1-1] und [prEN 1992-1-1-D4] gegenübergestellt.

Nach [DIN EN 1992-1-1]

$$\eta_2 = 0,01 \cdot (132 - d_m) \leq 1 \quad (\text{Gl. 6-6})$$

mit:

d_m Mittlerer Stabdurchmesser

Nach [prEN 1992-1-1-D4]

$$= (d_m / (20\text{ mm}))^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Gl. 6-7})$$

mit:

d_m Mittlerer Stabdurchmesser

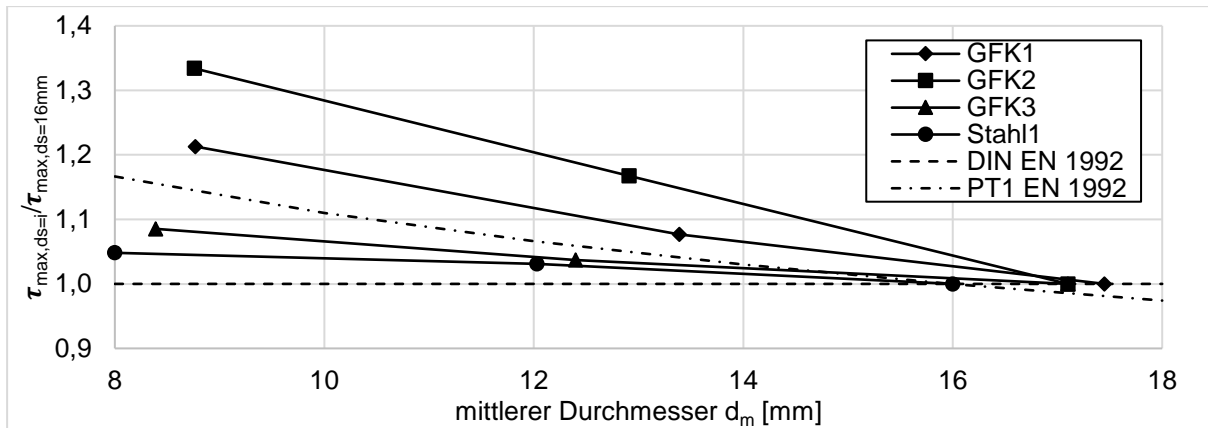


Abb. 6.9: Normierter Einfluss des mittleren Durchmessers d_m auf die maximale Verbundspannung.

Abb. 6.9 zeigt, dass der Einfluss des Durchmessers auf die maximale Verbundspannung von der Stabgeometrie abhängig ist. Der Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundtragfähigkeit ist bei Stahl1 und GFK3 am geringsten. GFK1 und GFK2 zeigen einen erhöhten Einfluss des Durchmessers auf die Verbundtragfähigkeit. Der qualitative Verlauf der Kurven folgt dem Ansatz von [prEN 1992-1-1-D4]. Da auch die Scherfestigkeit des verwendeten Kunststoffes sowie die jeweilige Oberflächenprofilierung den Einfluss des Durchmessers bedingen, ist kein einheitliches Modell für FKB möglich. Der Einfluss des Stabdurchmessers auf das Verbundtragverhalten muss daher stabspezifisch bestimmt werden.

6.4.4. Einfluss Verankerungslänge

Die Ergebnisse zeigen, dass bei allen Stäben durch eine Erhöhung der Verbundlänge von $5 d_s$ auf $10 d_s$ und $15 d_s$, die aufnehmbare Kraft bis zum Verbundversagen zunimmt, die Verbundspannung hingegen abnimmt. Da bereits bei einer Verankerungslänge von $10 d_s$ in etwa die Zugfestigkeit der Bewehrung Stahl1 erreicht wird, wird hierbei auf eine Verankerungslänge von $15 d_s$ verzichtet.

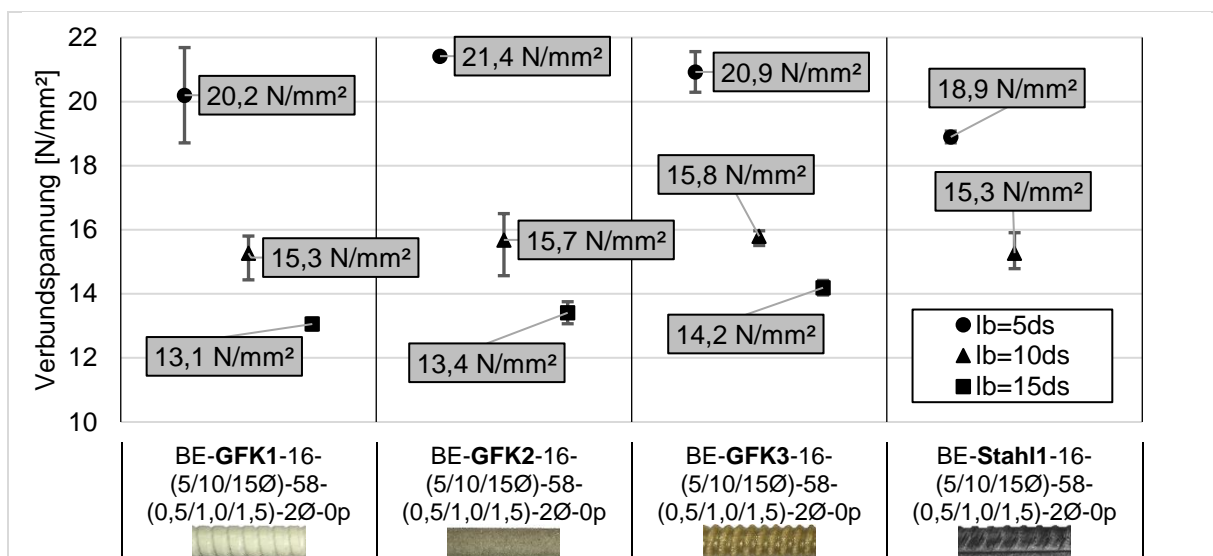


Abb. 6.10: Einfluss der Verbundlänge auf die maximale Verbundspannung.

In [DIN EN 1992-1-1] wird der Einfluss der Verankerungslänge l_b nicht in der Bemessungsgleichung zur Verankerungslänge berücksichtigt. In [prEN 1992-1-1-D4] wird dieser Effekt über das Verhältnis der zu verankernden Stabnormalspannung σ_{sd} zum Bemessungswert der Stahlstreckgrenze f_{yd} indirekt einbezogen (Gl. 6-8). Aus diesem Zusammenhang erfolgt das in (Gl. 6-12) angegebene Verhältnis der Verankerungslänge auf die zu verankernde Stabnormalspannung σ_{sd} .

Nach [prEN 1992-1-1-D4]

$$l_b = (\sigma_{sd}/f_{yd})^{3/2} \quad (\text{Gl. 6-8})$$

$$\sigma_{sd} = l_b^{3/2} \cdot f_{yd}$$

Da der Einfluss der Verbundlänge in der Bemessung nach [prEN 1992-1-1-D4] in Abhängigkeit der Stabnormalspannung berücksichtigt wird (Gl. 5-12), werden die Ergebnisse aus Abb. 6.10 in Abb. 6.11 in Bezug auf die maximale Stabnormalspannung $\sigma_{s,max}$ normiert dargestellt. Hierfür wird der Mittelwert der maximalen Stabnormalspannung der jeweiligen Verbundlänge $\sigma_{s,max,lb=i}$ durch den Mittelwert der maximalen Stabnormalspannung bei einer Verbundlänge von 80 mm $\sigma_{s,max,lb=80mm}$ normiert.

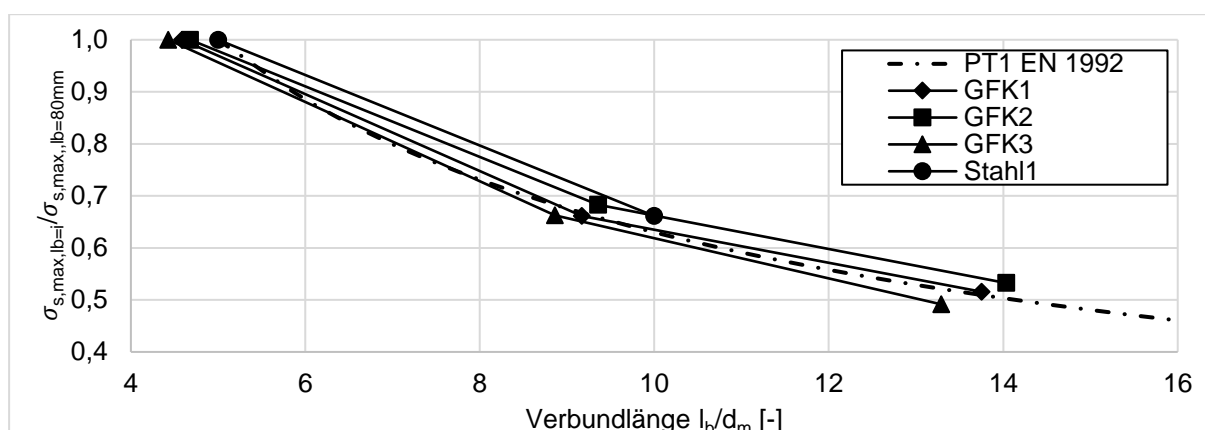


Abb. 6.11: Normierter Einfluss der Verbundlänge auf die maximale Verbundspannung.

Die Ergebnisse zeigen, dass mit dem Bemessungsansatz nach [prEN 1992-1-1-D4] der Einfluss der Verbundlänge auf die Verbundtragfähigkeit sowohl für Betonstahl (Stahl1) als auch für die drei geprüften FKB Gültigkeit besitzt. Dieser Ansatz entspricht dem Einfluss der Verankerungslänge auf die Verbundtragfähigkeit der Faserkunststoffbewehrungsstäbe und ist daher unabhängig vom Bewehrungsmaterial.

6.4.5. Einfluss der Querbewehrung

Alle Bewehrungsstäbe zeigen eine Steigerung der maximalen Verbundspannung mit steigender Querbewehrung (Abb. 6.12). Die im Verbundbereich befindliche Querbewehrung verhindert das unkontrollierte Öffnen eines Spaltrisses. Hierdurch wird der Spaltbruchwiderstand der Betondeckung erhöht und der Probekörper kann darüber hinaus weiter belastet werden.

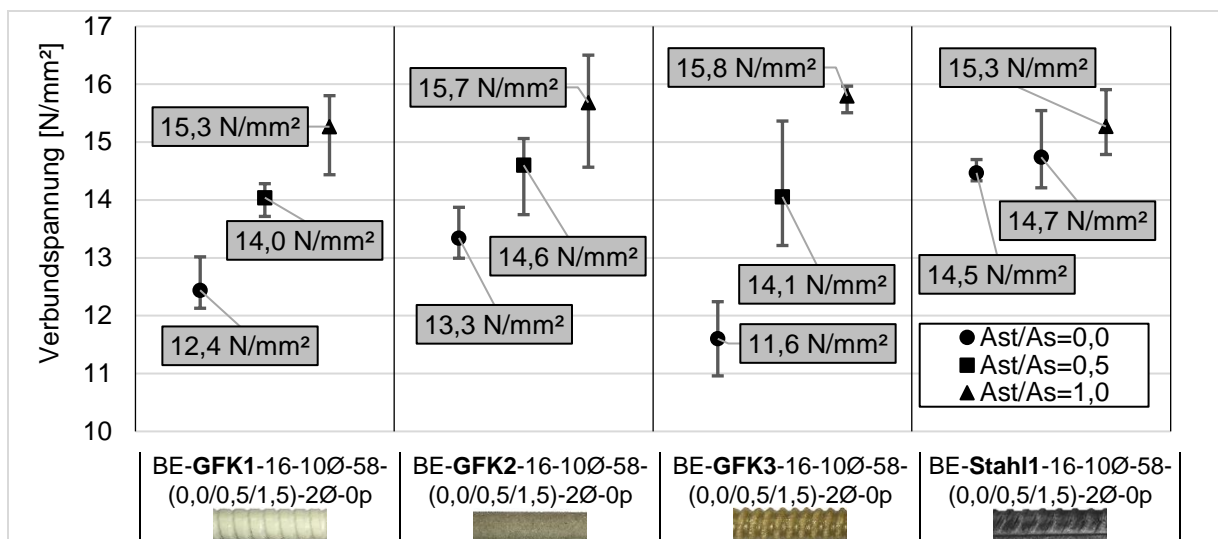


Abb. 6.12: Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die maximale Verbundspannung.

Der Querbewehrungsgrad A_{st}/A_s gibt das Verhältnis der im Verbundbereich befindlichen Fläche der Querbewehrung A_{st} zur Fläche der zu verankernden Längsbewehrung A_s an. Je stärker der Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die aufnehmbare Verbundspannung, desto höher die Spaltwirkung der Bewehrung. In Abb. 6.13 sind die Ergebnisse der maximalen Verbundspannung in Abhängigkeit des Querbewehrungsgrades dargestellt. Diese werden die Ergebnisse mit den Ansätzen von [DIN EN 1992-1-1] und [prEN 1992-1-1-D4] verglichen:

Nach [DIN EN 1992-1-1]

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s} \right) \cdot K \geq 0,7 \tag{Gl. 6-9}$$

mit:

- $\sum A_{st}$ Summe der Querschnittsfläche der Querbewehrung in l_b
- $\sum A_{st,min}$ Summe der Querschnittsfläche der Mindestquerbewehrung
(hier für Balken: $\sum A_{st,min} = 0,25 \cdot A_s$)
- A_s Querschnittsfläche des größten verankerten Einzelstabes
- K Beiwert für die Wirksamkeit der Querbewehrung (hier: $K = 0,05$)

Nach [PT1 EN 1992-1-1]

$$\alpha_3 = (1,5 \cdot d_m / c_{d,conf})^{0,5} \leq 3,75 \cdot d_m \tag{Gl. 6-10}$$

$$c_{d,conf} = c_d + (30 \cdot k_{conf} \cdot \rho_{conf}) \cdot d_m \tag{Gl. 6-11}$$

$$\rho_{conf} = \frac{n_t \cdot A_{st}}{n_b \cdot d_m \cdot s} \tag{Gl. 6-12}$$

mit:

- d_m Mittlerer Durchmesser
- $c_{d,conf}$ Modifizierte Betondeckung
- k_{conf} Beiwert für die Wirksamkeit der Querbewehrung (hier: $K = 0,25$)
- ρ_{conf} Verhältnis von Querbewehrung zum Stabdurchmesser
- A_{st} Querschnittsfläche der Querbewehrung
- n_t Anzahl der Spaltbruchflächen innerhalb der Querbewehrung (hier: $n_b = 2$)
- n_b Anzahl der zu verankernden Stäbe innerhalb der Querbewehrung
- s Abstand der Querbewehrung

Der Mittelwert der maximalen Verbundspannung des jeweiligen Querbewehrungsgrades $\tau_{max,Ast/As=i}$ wird über den Mittelwert der maximalen Verbundspannung bei einem Querbewehrungsgrad von $A_{st}/A_s = 0$ $\tau_{max,Ast/As=0,0}$ normiert.

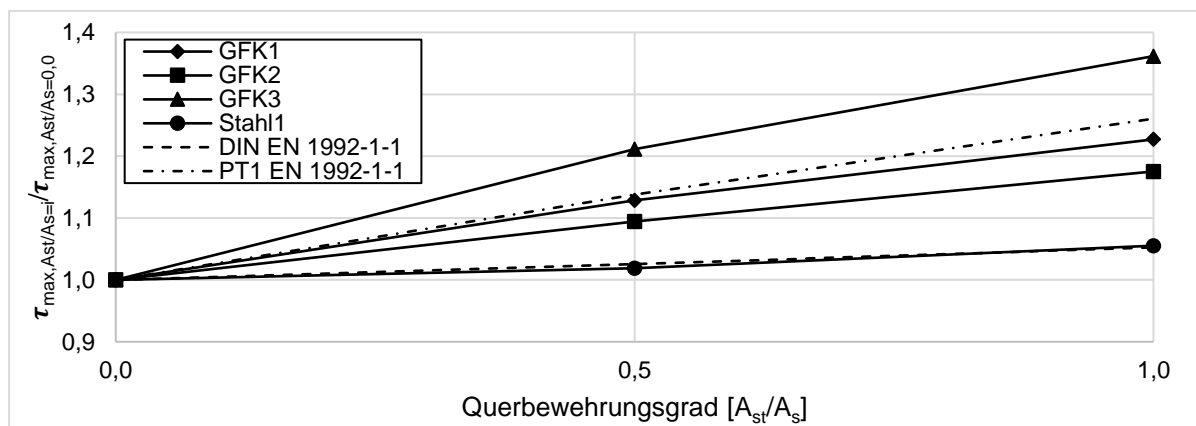


Abb. 6.13: Normierter Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die maximale Verbundspannung.

Die Gegenüberstellung in Abb. 6.13 zeigt, dass der Einfluss des Querbewehrungsgrades auf die Verbundtragfähigkeit stabspezifisch ist. Stahl1 weist den geringsten Einfluss der Querbewehrung auf und wird mit hoher Übereinstimmung von [DIN EN 1992-1-1] abgebildet. Der erhöhte Einfluss der Querbewehrung auf das Verbundtragverhalten der Faserkunststoffbewehrungsstäbe resultiert aus der gesteigerten Spaltwirkung dieser Bewehrung. Die Spaltwirkung der geprüften Faserkunststoffbewehrungsstäbe zeigt sowohl ein abweichendes Verhalten zu Betonstahl (Stahl1) als auch untereinander. Grund hierfür ist, dass die Spaltwirkung der Bewehrung maßgebend von der Oberflächenprofilierung der Bewehrung abhängig ist. Daher ist ein stabspezifisches Modell zur Berücksichtigung der Querbewehrung auf die Verbundtragfähigkeit notwendig.

6.4.6. Einfluss Querdruck

Durch das Aufbringen des Querdrucks wird bei den Versuchskörpern mit der Bewehrung Stahl1 die Ausziehungskraft soweit gesteigert, dass die Zugfestigkeit der Bewehrung überschritten wird. Die Ergebnisse hierfür entfallen an dieser Stelle. Bei den geprüften Faserkunststoffbewehrungsstäben führt die Querpressung auf den Verbundbereich zu einer Steigerung der maximalen Verbundspannung.

Durch das Verschieben des Auflagers direkt über den Verbundbereich resultiert eine belastungsabhängige Querpressung, welche während der Versuchsdurchführung gemessen wird. Das Verhältnis aus Querdruck p zu Verbundspannung τ ergibt sich hierbei wie folgt:

$$\frac{p}{\tau} = 0,32 \quad (\text{Gl. 6-13})$$

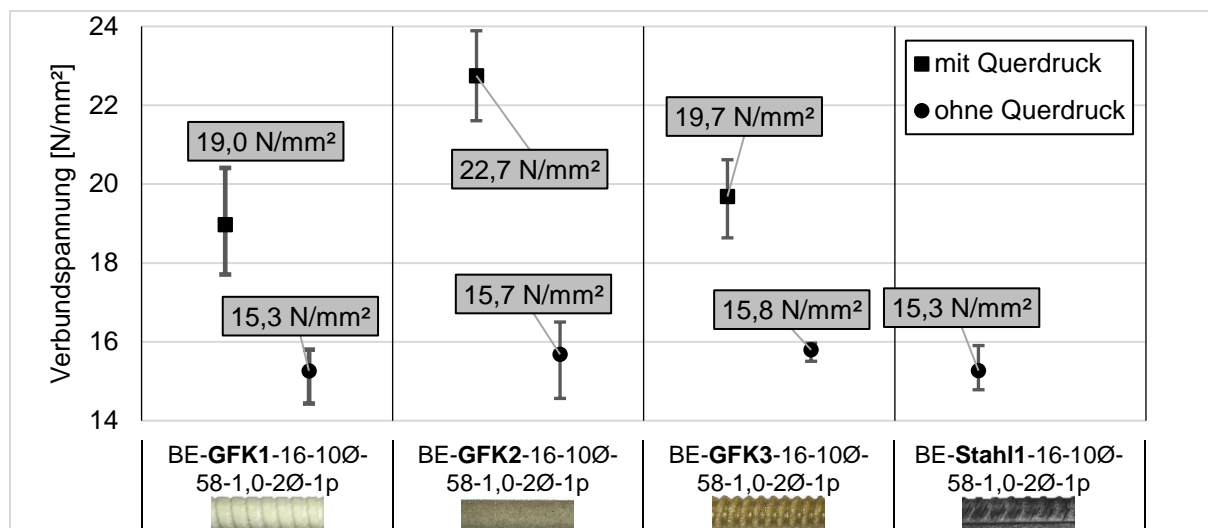


Abb. 6.14: Einfluss des Querdrucks auf die maximale Verbundspannung.

Der Einfluss des Querdrucks auf die Verbundtragfähigkeit wird in den Normen wie folgt berücksichtigt:

Nach [DIN EN 1992-1-1]

$$\alpha_5 = 1 - 0,04 \cdot p \geq 0,7$$

(Gl. 6-14)

mit:

p Querdruck [N/mm²]

Nach [PT1 EN 1992-1-1]

$$= \left(\frac{1,5 \cdot d_m}{c_{d,conf}} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 3,75 \cdot d_m$$

(Gl. 6-15)

$$c_{d,conf} = c_d + (8 \cdot \sigma_{ctd} / \sqrt{f_{ck}}) \cdot d_m$$

(Gl. 6-16)

mit:

d_m Mittlerer Durchmesser

$c_{d,conf}$ Modifizierte Betondeckung

σ_{ctd} Bemessungswert des mittleren Querdrucks

f_{ck} Charakteristische Betondruckfestigkeit

Abb. 6.15 zeigt den relativen Einfluss des Querdrucks auf die Verbundtragfähigkeit. Hierzu werden die maximale Verbundspannung der jeweiligen Versuche $\tau_{max,lp=i}$ über die maximale Verbundspannung der Versuche ohne Querdruck $\tau_{max,p=0}$ normiert. Es zeigt sich, dass die Faserkunststoffbewehrungsstäbe sich untereinander ähnlich verhalten und mit dem Modell für Betonstahl nach [DIN EN 1992-1-1] abgebildet werden können.

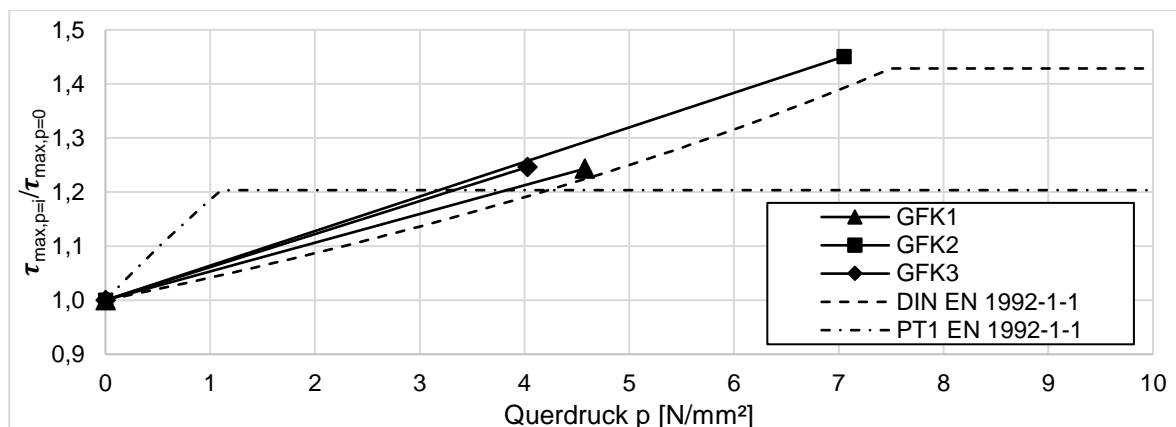


Abb. 6.15: Normierter Einfluss des Querdrucks auf die maximale Verbundspannung.

Die durchgeführten Versuche zeigen, dass der auf den Verbundbereich aufgebrachte Querdruck auf alle Bewehrungsstäbe den gleichen Einfluss hat und dieser mit dem Modell nach [DIN EN 1992-1-1] beschrieben werden kann. Da in dieser Versuchsserie der Querdruck nicht systematisch variiert wird, kann auf Basis der erzeugten Ergebnisse der Koeffizient „8“ aus Gl. 4-13 nach [prEN 1992-1-1-D4] nicht validiert werden. Jedoch kann anhand der durchgeführten Versuche die maximale Steigerung der Verbundtragfähigkeit durch aufgebrachten Querdruck abgeleitet werden. Durch den Querdruck findet eine Steigerung der Verbundtragfähigkeit statt, wodurch die Oberflächenprofilierung einer höheren Beanspruchung ausgesetzt ist. Somit ist die maximale Steigerung der Verbundtragfähigkeit durch Querdruck begrenzt durch die Scherfestigkeit der Oberflächenprofilierung, wodurch dieser zur Bemessung individuell bestimmt wird.

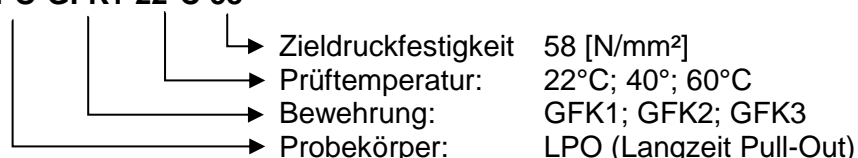
7. Experimentelle Untersuchung des Verbundtragverhaltens unter Langzeitbeanspruchung

Zur Untersuchung des zeitabhängigen Verbundtragverhaltens von FKB wird ein Versuchsstand entwickelt, mittels dem unter Dauerlast und den maßgebenden Umwelteinflüssen Standzeit-Verbundversuche durchgeführt werden. Die maßgebenden Umwelteinflüsse für Bewehrungsstäbe aus GFK bildet ständig feuchter und temperierter Beton. Das so entstehende Milieu und die Dauerbelastung erzeugen eine Alterungs- und Kriechbeanspruchung, die zu einer Schädigungsinteraktion führt. Hiermit wird sich am Procedure C-C der [ACI 440.3R-12] zur Prüfung der zeitabhängigen Zugfestigkeit orientiert. Ziel der Untersuchung ist es, die zeitabhängige Verbundfestigkeit unter langandauernder Belastung und Umwelteinwirkungen zu quantifizieren, um eine Bemessung der Verankerungslänge unter Berücksichtigung des Bemessungszeitraums und der Temperatur zu ermöglichen.

7.1. Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm zur Untersuchung des zeitabhängigen Verbundtragverhaltens umfasst die Prüfung der drei Faserkunststoffbewehrungsstäbe (GFK1, GFK2 und GFK3) (vgl. Abschnitt 5.1). Es werden insgesamt 57 Standzeit-Ausziehversuche am Nenndurchmesser $d_s = 16 \text{ mm}$ durchgeführt. Die Zieldruckfestigkeit des Betons ist $f_{cm} = 58 \text{ N/mm}^2$, was einer Druckfestigkeitsklasse von C50/60 entspricht. Die Ausziehversuche werden in 23, 40 und 60°C temperiertem Wasser durchgeführt. Die Versuchsbezeichnung leitet sich wie folgt ab:

LPO-GFK1-22°C-58



7.2. Versuchsaufbau und -durchführung

Für die Versuchsdurchführung der experimentellen Untersuchungen des Verbundtragverhaltens unter Langzeitbeanspruchung werden Ausziehversuche nach [RILEM RC 6] verwendet. Hierbei handelt es sich um denselben Probekörperaufbau wie bei den Ausziehversuchen der Kurzzeituntersuchungen (vgl. Abschnitt 5). Durch die die kurze Verbundlänge von $l_b = 5 d_s$ wird von einem konstanten Verbundspannungsverlauf ausgegangen.

Um die FKB einer möglichst hohen Beanspruchung auszusetzen, wird ein Beton mit einer hohen Festigkeit und einer hohen Alkalität verwendet. Die hohe Alkalität wird durch einen Portlandzement CEM I 42,5 R aus Deuna sichergestellt. Das Na₂O-Äquivalent liegt bei diesem

Zement bei etwa 1 %, wodurch der hiermit hergestellte Beton eine hohe Alkalität mit einem pH-Wert von 12,6-13,0 aufweist (vergleichbar mit der Betonporenlösung aus [ACI 440.3R-12]).

Die Verbundversuche werden in einem mit Wasser gefüllten Becken geprüft. Dieses Becken hat an der unteren Seite eine Öffnung, durch welche die unbelastete Seite des Versuchskörpers durchgeführt wird. An dieser Stelle wird über eine Wegaufnehmerkonstruktion der Schlupf über die gesamte Prüfzeit gemessen. Die Last wird über einen hydraulischen Hohlkolbenzylinder aufgebracht. Der Hydraulikdruck im Zylinder wird ebenfalls über die gesamte Prüfzeit aufgenommen, wodurch die Ausziehungskraft abgeleitet werden kann. Um eine exzentrische Lasteinleitung zu vermeiden, ist zwischen Hydraulikzylinder und der Lasteinleitung eine Kugelkalotte angeordnet. Das Wasserbad wird durch wasserführende Rohre temperiert. Es werden Ausziehversuche in untemperierten (23°C) und in temperierten (40 und 60°C) Wasserbecken durchgeführt. Der beschriebene Versuchsaufbau ist in Abb. 7.1 und Abb. 7.3 dargestellt.

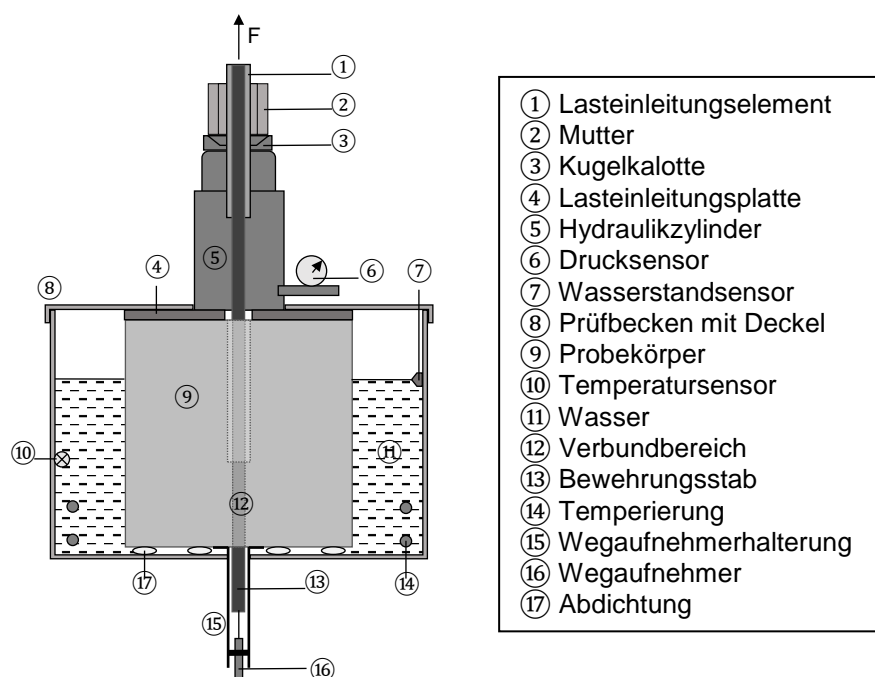


Abb. 7.1: Versuchsaufbau der Langzeitausziehversuche

Der Probekörper wird im Prüfstand für mindestens 24 Stunden vorkonditioniert. Die Messung der Ausziehungskraft und des Schlupfs findet alle 5 min statt. Die Kontrolle der Ausziehungskraft sowie der Wassertemperatur findet an jedem Werktag statt und wird ggf. korrigiert (siehe Abb. 7.2). Der Ausziehversuch wird so lange durchgeführt, bis sich unter der Dauerlast ein Verbundversagen einstellt. Aus dem gezeigten Prüfaufbau entstehen Soll-Ist-Abweichungen der Ausziehungskraft in der Größenordnung von ca. $+0/-5\%$ (Abb. 7.2) und der Wassertemperatur von $+1/-1\text{ K}$.

. Die Messung der Ausziehkraft und des Schlupfs findet alle 5 min statt. Die Kontrolle der Ausziehkraft sowie der Wassertemperatur findet an jedem Werktag statt und wird ggf. korrigiert (siehe Abb. 7.2). Der Ausziehversuch wird so lange durchgeführt, bis sich unter der Dauerlast ein Verbundversagen einstellt. Aus dem gezeigten Prüfaufbau entstehen Soll-Ist-Abweichungen der Ausziehkraft in der Größenordnung von ca. $+0/-5\%$ (Abb. 7.2) und der Wassertemperatur von $+1/-1\text{ K}$.

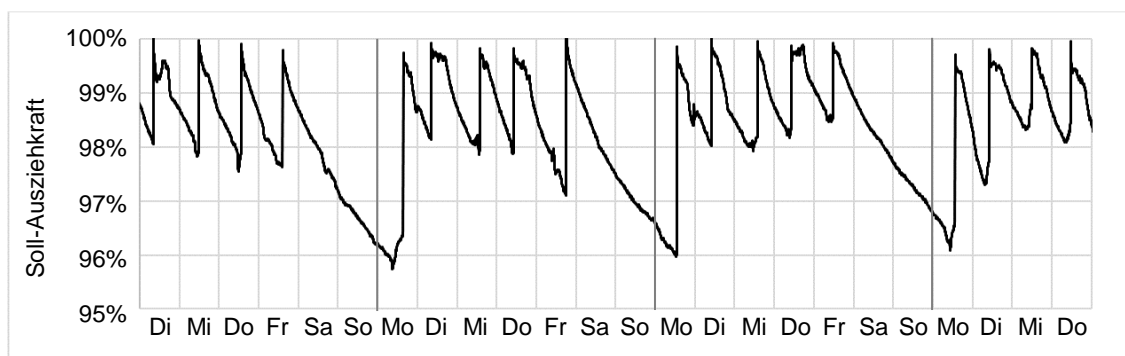


Abb. 7.2: Verlauf der Ausziehkraft eines Langzeitverbundversuchs über mehrere Wochen.



Abb. 7.3: Versuchstand zur Untersuchung des zeitabhängigen Verbundkriechens

7.3. Versuchsergebnisse

Da es sich bei den durchgeführten Untersuchungen des Verbundtragverhaltens unter Langzeitbeanspruchung um Standzeitversuche handelt (vgl. Abschnitt 4.2.3.4), muss vor Versuchsbeginn die Belastungshöhe abgeschätzt werden. Da zur Untersuchung des zeitabhängigen Verbundtragverhaltens keine Prüfnorm oder -richtlinie existiert, bestehen hierfür keinerlei Angaben oder Richtwerte in der Literatur. Aus diesem Grund wurden einige Versuch zu gering ausgelastet, wodurch sich kein Versagen mit der Zeit einstellte. Im Zeitrahmen dieses Forschungsprojektes wurde daher nur der Bewehrungsstab mit der Bezeichnung GFK2 bei den drei genannten Prüftemperaturen von 23, 40 und 60°C untersucht. Für die Bewehrungsstäbe GFK1 und GFK3 konnten bisher lediglich erste Ergebnisse bei 60°C erzielt werden.

7.3.1. Versagensbild der Bewehrung nach Langzeitverbundbeanspruchung

Nach der Versuchsdurchführung der Standzeit-Ausziehversuche zeigen alle Faserkunststoffbewehrungsstäbe einen mit der Zeit fortschreitenden Zersetzungsprozess der Oberflächenprofilierung. Ein geringeres Auslastungsniveau führt zu einer längeren Standzeit, wodurch die Bewehrungsstäbe länger dem aggressiven Milieu ausgesetzt sind. Hierdurch wird die wirksame Verbundfläche mit der Zeit reduziert und die effektive Verbundspannung bezogen auf die verbleibende Verbundfläche steigt. Sobald der Verbundwiderstand der verbleibenden Oberflächenprofilierung überschritten wird, versagt der Verbund.

GFK1

In den Verbundversuchen unter Kurzzeitbeanspruchung resultiert das Verbundversagen bei GFK1 durch ein Abscheren der Betonkonsolen. Die Langzeitbeanspruchung führt dahingegen zu einer Zersetzung des Kunststoffs, wodurch die Festigkeit der eingefrästen Rippen reduziert wird. Hieraus resultiert ein Versagenswechsel von Abscheren der Betonkonsolen zu einem Abscheren der Oberflächenprofilierung des Stabes. Abb. 7.4 zeigt diesen mit der Zeit fortschreitenden Prozess. Bei einer hohen Auslastung und einer damit verbundenen geringen Standzeit (Abb. 7.4 links) scheren die Betonkonsolen ab und die Rippenstruktur des Bewehrungsstabes bleibt vollständig erhalten. Durch eine Reduzierung der Auslastung (Abb. 7.4 Mitte) findet ein Mischbruch zwischen Abscheren der Betonkonsolen und Abscheren der Oberflächenprofilierung des Stabes statt. Bei einer geringen Auslastung (Abb. 7.4 rechts) wird die Scherfestigkeit des Betons nicht überschritten, wodurch die Betonkonsolen unbeschädigt bleiben. Durch die geringe Auslastung resultiert eine lange Standzeit, wodurch der Stab dem aggressiven Milieu über einen längeren Zeitraum ausgesetzt ist. Die Festigkeit der Rippen wird hierdurch soweit reduziert, dass die gesamte Staboberfläche abscheren und der blanke Stabkern herausgezogen wird.



Abb. 7.4: Zeitabhängige Zersetzung der Oberflächenprofilierung von GFK1 bei 60°C. Von links nach rechts abnehmende Auslastung mit zunehmender Standzeit.

GFK2

Das Verbundversagen von GFK2 findet in den Kurzzeitverbundversuchen durch ein Abscheren der Oberflächenprofilierung des Bewehrungsstabes statt. Hierbei resultiert durch eine hohe mechanische Beanspruchung der Staboberfläche eine Delamination zwischen Stabkern und der äußeren Hülle. Die Vinylesterharz-Besandung verbleibt nach dem Herausziehen der Bewehrung am Auszugskanal des Betons haften. Das gleiche Versagensbild zeigen die Langzeitversuche bei einem hohen Auslastungsniveau (Abb. 7.5 links). Auch hierbei schert durch eine hohe mechanische Beanspruchung der Stabkern von der Oberflächenprofilierung ab. Eine geringe Auslastung (Abb. 7.5 rechts) führt ebenfalls zu einem Abscheren der Oberflächenprofilierung des Stabes, jedoch findet dies nicht durch eine hohe mechanische Beanspruchung statt, sondern durch ein chemisches Lösen der einzelnen Sandkörner vom Stabkern.



Abb. 7.5: Zeitabhängige Zersetzung der Oberflächenprofilierung von GFK2 bei 60°C. Von links nach rechts abnehmende Auslastung mit zunehmender Standzeit.

GFK3

GFK3 zeigt bei einer hohen Auslastung mit einer geringen Standzeit (Abb. 7.6 links) eine vollständig erhaltene Oberflächenprofilierung des Bewehrungsstabes. Bei geringen Auslastungen mit längerer Standzeit (Abb. 7.6 rechts) findet ebenfalls eine Reduzierung der Festigkeit sowie der Steifigkeit des Kunststoffes statt. Bei GFK3 führt dies dazu, dass die ausgeprägte Wellenform der Oberflächenprofilierung gestaucht wird und der Bewehrungsstab sich aus dem Bewehrungskanal zwängt.



Abb. 7.6: Zeitabhängige Zersetzung der Oberflächenprofilierung von GFK3 bei 60°C. Von links nach rechts abnehmende Auslastung mit zunehmender Standzeit.

7.3.2. Zeitabhängiger Schlupf

Das gemessene Schlupfwachstum zeigt den bekannten Kriechverlauf über die Zeit. Wie in Abschnitt 4.1.2.7 erläutert, zeigt sich ein degressiver Verlauf im Bereich des primären Kriechens, ein proportionaler Anstieg im Bereich des sekundären Kriechens und ein progressiver Verlauf bis zum Bruch im Bereich des tertiären Kriechens. Der Übergang vom sekundären Kriechen zum tertiären Kriechen wird als Versagenszeitpunkt t_{fail} definiert. Abb. 7.7 zeigt die zeitliche Entwicklung des Schlupfes bis zu Versagenszeitpunkt von GFK1 bei drei unterschiedlichen Belastungszuständen.

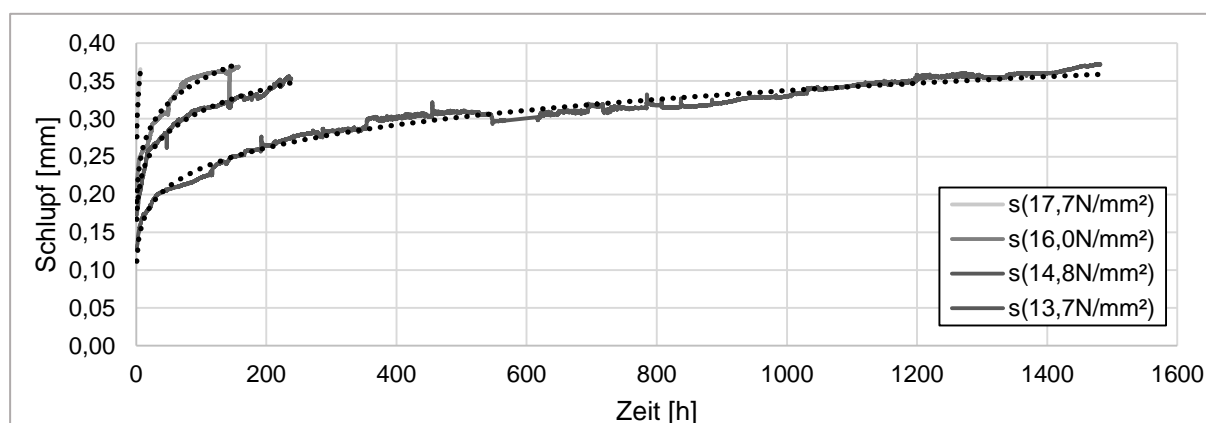


Abb. 7.7: Schlupfentwicklung von GFK1 bei 60°C.

Es ist zu erkennen, dass der ermittelte Schlupf bei maximaler Verbundspannung der Kurzzeitverbundversuche $s_{\tau max}$ (GFK1 $s_{\tau max} = 0,34 \text{ mm}$) auch unter einer Langzeitbeanspruchung die obere Grenze des Schlupfes darstellt. Dieses Verhalten ist bei allen geprüften Faserkunststoffbewehrungsstäben zu beobachten (siehe Abb. 7.4 bis Abb. 7.6). Daher gilt, dass der Schlupf zum Versagenszeitpunkt $s_{t_{fail}}$ dem Schlupf bei maximaler Verbundspannung der Kurzzeitverbundversuchen $s_{\tau max}$ entspricht $s_{t_{fail}} = s_{\tau max}$.

In Abb. 7.8 werden die zeitabhängigen Schlupfentwicklungen aus Abb. 7.7 im doppelt-logarithmischen Maßstab mit ihrer Trendlinie dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass sich die Kriechverläufe aller geprüften Stäbe in einer guten Näherung als Geraden darstellen lassen und diese Geraden in etwa die gleiche Steigung aufweisen. Somit kann aus den bisherigen Versuchen den untersuchten Faserkunststoffbewehrungsstäben ein lineares Kriechen unterstellt werden [Franke 1976].

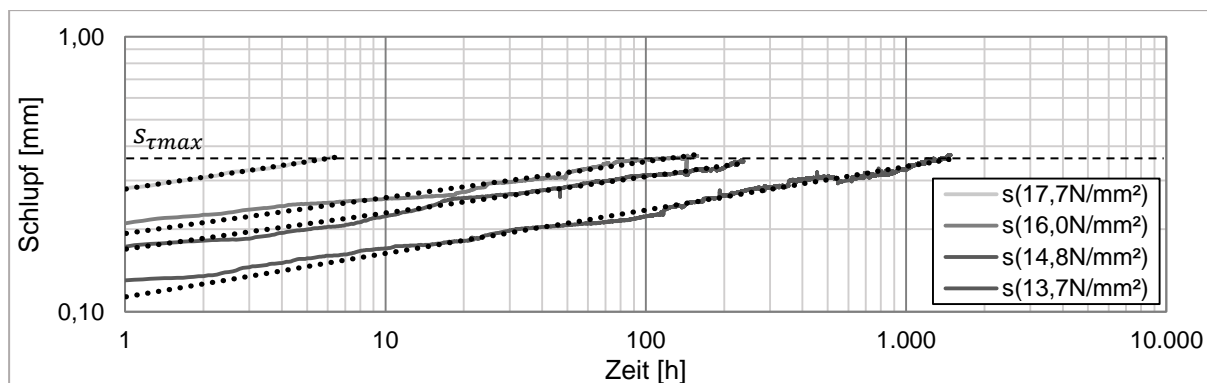


Abb. 7.8: Zeitabhängiger Schlupf von GFK1 im doppelt-logarithmischen Maßstab bei 60°C.

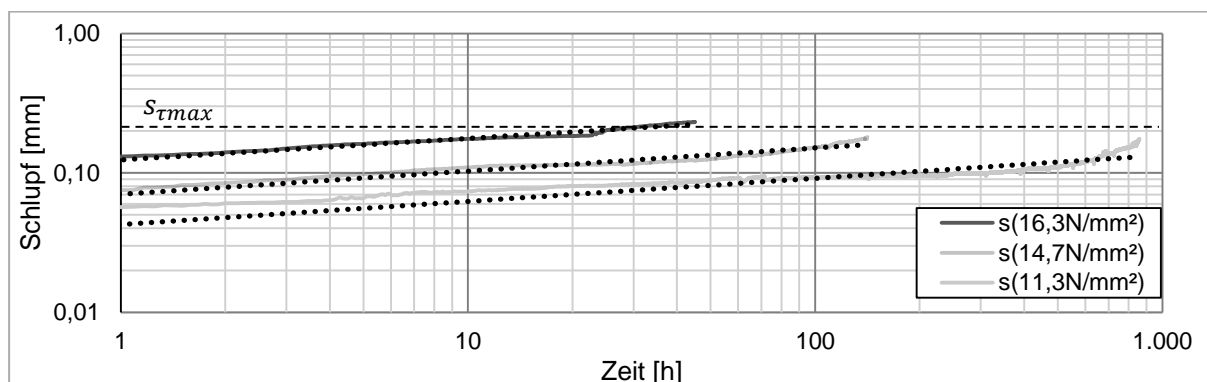


Abb. 7.9: Zeitabhängiger Schlupf von GFK2 im doppelt-logarithmischen Maßstab bei 60°C.

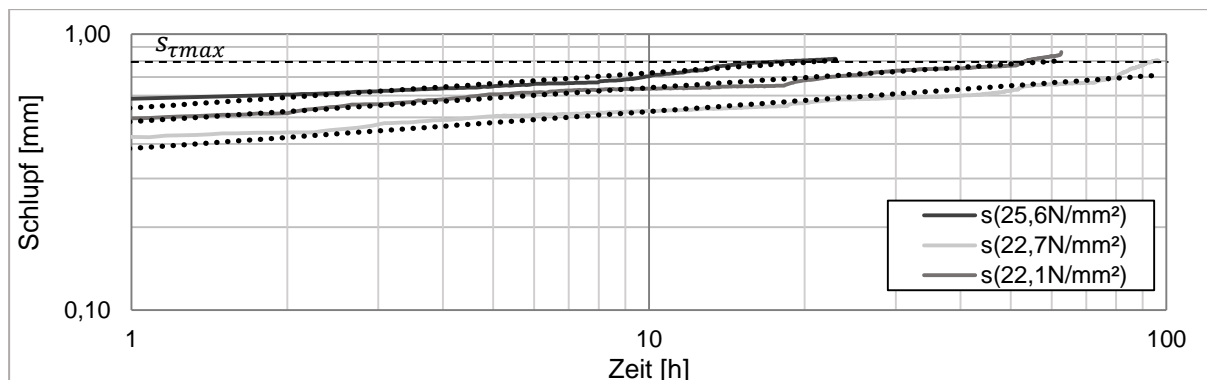


Abb. 7.10: Zeitabhängiger Schlupf von GFK3 im doppelt-logarithmischen Maßstab bei 60°C.

7.3.3. Standzeit in Abhängigkeit der Verbundspannung

Alle Ergebnisse werden auf die in Abschnitt 5.4 bestimmten Kurzzeitverbundfestigkeiten (Tab. 5.7) bezogen. Die Normierung der Langzeitverbundfestigkeit auf die Kurzzeitverbundfestigkeit wird als Verbund-Auslastungsniveau α_{nmb} bezeichnet.

Die zeitabhängige Verbundfestigkeit wird anhand des Standzeitdiagramms bewertet. Hierzu werden das Auslastungsniveau der Verbundfestigkeit α_{nmb} und der Versagenszeitpunkt t_{fail} jedes Langzeitverbundversuches im doppelt-logarithmischen Maßstab aufgetragen. Abb. 7.11 zeigt das Standzeit-Diagramm der drei Faserkunststoffbewehrungsstäbe bei 60°C. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse in Abb. 7.11 zeigt, dass der Verlauf der

Regressionsgeraden stabspezifisch ist. Durch die geometrischen und materialabhängigen Faktoren der verschiedenen Bewehrungsstäbe ist das zeitabhängige Verbundtragverhalten nicht einheitlich, wodurch dieses für die Bemessung individuell bestimmt werden muss.

Je steiler der Verlauf der Regressionsgeraden, desto stärker die Alterung des Bewehrungsstabes. GFK3 zeigt bei 60°C die stärkste und GFK1 die geringste Reduzierung der Verbundfestigkeit. Die Erhöhung der Prüftemperatur führt zu einer Reduzierung der Kunststofffestigkeit, wodurch bei einer Temperatur von 60°C bereits nach 10 h die Verbundfestigkeit von GFK1 auf 91 %, von GFK2 auf 70 % und bei GFK3 auf 86 % der Kurzzeitverbundfestigkeit reduziert wird. Die Oberflächenprofilierung von GFK2 besteht aus an den Stabkern geklebten Sandkörnern, wodurch diese Oberflächenprofilierung, im Gegensatz zu den eingefrästen Rippen von GFK1 oder der straffen Umwicklung von GFK3, stärker vom Temperaturverhalten des Kunststoffs abhängig ist.

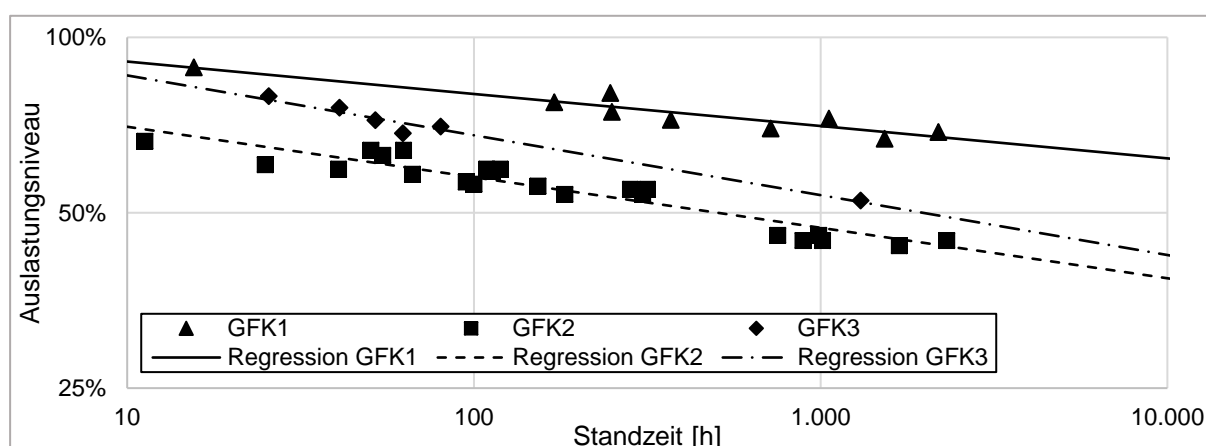


Abb. 7.11: Standzeitdiagramm von GFK1/2/3 bei einer Prüftemperatur von 60°C.

Die Ableitung einer zeitabhängigen Verbundfestigkeit geschieht auf Basis der Regressionsgeraden der Ergebnisse. Tab. 7.1 zeigt die auf Basis der jeweiligen Regressionsgeraden ermittelten Verbundspannungen und deren Auslastungsniveaus bei einer Prüftemperatur von 60 °C. Hierbei zeigt GFK1 in den Kurzzeituntersuchungen die geringste Verbundfestigkeit (Standzeit $t_{fail} = 0 h$). Nach einer Standzeit von 10 h weisen, durch den erhöhten Temperatureinfluss von GFK2, die beiden Bewehrungsstäbe GFK1 und GFK2 in etwa die gleiche Verbundspannung auf. Im zeitlichen Verlauf führt die verstärkte Schädigung von GFK2 und GFK3 dazu, dass diese unter die aufnehmbare Verbundspannung von GFK1 sinken.

Tab. 7.1: Zeitabhängige Verbundfestigkeit in Abhängigkeit der Standzeit bei 60°C.

Standzeit	GFK1		GFK2		GFK3	
	Verbundspannung	Auslastungsniveau	Verbundspannung	Auslastungsniveau	Verbundspannung	Auslastungsniveau
[h]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[%]
0 ¹	21,0	100	27,4	100	33,2	100
10	19,1	91	19,3	70	28,6	86
100	16,8	80	15,8	58	22,6	68
1.000	14,8	70	12,9	47	17,8	54

¹bezogen auf die Kurzzeitverbundfestigkeit (vgl. Abschnitt 5.4)

In Abb. 7.12 wird die Standzeit im Verhältnis zum Auslastungsniveau α_{nmb} von GFK2 bei Prüftemperaturen von 23°C, 40°C und 60°C dargestellt. Hierbei zeigt sich, je höher das Auslastungsniveau und die Temperatur, desto geringer die Standzeit. Vor allem die Temperatur hat einen hohen Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit der FKB. Bei den durchgeführten Versuchen wird bei einer Temperatur von 23°C und einem Auslastungsniveau von $\alpha_{nmb} = 68\%$ eine Standzeit von 1.500 h erreicht. Um diese Standzeit zu erreichen beträgt das Auslastungsniveau bei 40°C $\alpha_{nmb} = 60\%$ und bei 60°C $\alpha_{nmb} = 46\%$. Die Erhöhung der Prüftemperatur führt zu einer Beschleunigung der chemischen Reaktion und somit zu einer beschleunigten Schädigung infolge Materialalterung und Kriechen. Dadurch ist die Standzeit trotz des gleichen Auslastungsniveaus bei höherer Temperatur geringer.

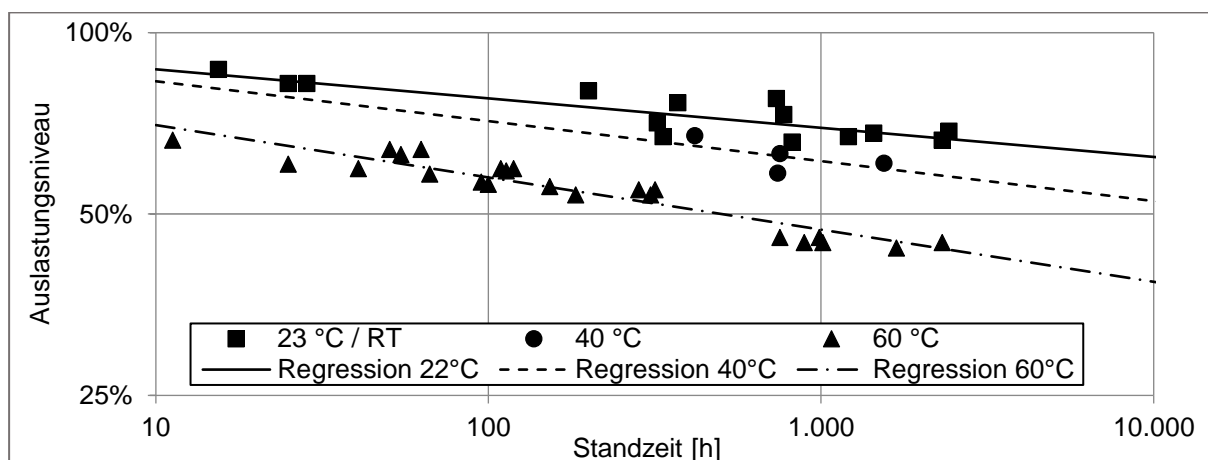


Abb. 7.12: Standzeitdiagramm GFK2 bei 23, 40 und 60°C.

Tab. 7.2 zeigt die auf Basis der Regressionsgeraden ermittelten Verbundspannungen und deren Auslastungsniveaus in Abhängigkeit der Prüftemperatur für GFK2.

Tab. 7.2: Zeitabhängige Verbundfestigkeit von GFK2 in Abhängigkeit der Standzeit.

GFK2						
Temperatur	23°C		40°C		60°C	
Standzeit	Verbundspannung	Auslastungsniveau	Verbundspannung	Auslastungsniveau	Verbundspannung	Auslastungsniveau
[h]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[%]
0 ¹	27,4	100	27,4	100	27,4	100
10	23,8	87	22,8	83	19,3	70
100	21,3	78	19,5	71	15,8	58
1.000	19,1	70	16,8	61	12,9	47

Die zeit- und temperaturabhängige Verbundspannung kann als Potenzfunktion in folgender Form beschrieben werden:

$$\begin{aligned}\log \tau_{(t,T)} &= \log C_T + x_T \cdot \log t \\ \tau_{(t,T)} &= C_T \cdot t^{x_T}\end{aligned}\quad (\text{Gl. 7-1})$$

Die Parameter C_T und x_T werden auf Basis der Versuchsergebnisse abgeleitet. In Tab. 7.3 wird die zeitabhängige Verbundspannung $\tau_{(t,T)}$ in Abhängigkeit der Prüftemperatur angegeben. Je höher der Exponent x_T , desto stärker die Alterung der FKB.

Tab. 7.3: Zeitabhängigen Verbundspannung $\tau_{(t,T)}$

Temp.	GFK1		GFK2		GFK3	
	C_T	x_T	C_T	x_T	C_T	x_T
23°C	-	-	26,6	-0,0482	-	-
40°C	-	-	26,5	-0,0663	-	-
60°C	21,7	-0,0555	23,5	-0,0866	36,2	-0,1027

Die Versuchsergebnisse von GFK2 bei drei unterschiedlichen Prüftemperaturen zeigen, dass der Exponent x_T von GFK2 in einen linearen Zusammenhang mit der Temperatur steht:

$$\begin{aligned}x_T &= -0,00104 \cdot T[^\circ\text{C}] - 0,02451 \\ 23^\circ\text{C} &\leq T \leq 60^\circ\text{C}\end{aligned}\quad (\text{Gl. 7-2})$$

7.3.4. Sicherstellung der prognostizierten zeitabhängigen Verbundfestigkeit

Da der Bemessungszeitraum von Bauteilen bzw. Gebäuden bis zu 100 Jahren betragen kann und die durchgeführten Untersuchungen lediglich eine Prüfzeit bis zu 2.424 Stunden aufweisen, muss eine Extrapolation über die Prüfzeit hinaus stattfinden. Um eine solche Prognose abgesichert durchführen zu können, bietet die [DIN 53768] ein Extrapolationsverfahren für glasfaserverstärkte Kunststoffe unter Langzeitbeanspruchung (vgl. Abschnitt 4.2.3.4). Hiermit kann die Langzeitverbundfestigkeit mittels Regressionsanalyse über den letzten Messwert um 1,5 Dekaden extrapoliert werden. Die hierfür notwendigen Bedingungen sind in Tab. 7.4 für jede geprüfte Bewehrung und Temperatur aufgelistet. Alle Versuchsserie erfüllen die in [DIN 53768] genannten Bedingungen.

Tab. 7.4: Nachweis der Einhaltung der Randbedingungen zur Extrapolation nach [DIN 53768].

Bewehrung	GFK1	GFK2		GFK3	
Prüftemperatur [°C]	60	23	40	60	23
Steigung der Gerade $b < 0$	-0,0554	-0,0484	-0,0663	-0,0866	-0,1027
Korrelationskoeffizient $r^2 > 0,65$	0,8846	0,7405	0,7689	0,8870	0,9778
Restvarianz $s_R^2 < 0,0065$	0,0002	0,0005	0,0004	0,0003	0,0001
Standartabweichung s_R	0,0138	0,0225	0,0200	0,0195	0,0105
Student. Beiwert t' [Puhani 2020]	1,895	1,796	2,353	1,729	2,132

Durch die Erfüllung der genannten Bedingungen (Tab. 7.4) dürfen nach [DIN 53768] die gemessenen Ergebnisse von ca. 2.424 Stunden (101 Tage) auf etwa 76.650 h (ca. 3.200 Tage/8,75 Jahre) extrapoliert werden. Diese Extrapolation ist jedoch für den Bemessungszeitraum von Bauwerken unzureichend. Um Regressionsgerade über 1,5 Dekaden hinaus extrapolieren zu können, muss das in Abschnitt 4.2.3.3 gezeigte Prinzip der Zeit-Temperaturverschiebung angewandt werden. Mittels dem in Gl. 7-2 gezeigten Zusammenhang zwischen Temperatur und Standzeit findet im logarithmischen Maßstab eine horizontale Verschiebung der Verbundfestigkeit parallel zur Zeitachse statt. Dies ermöglicht, ausgehend von der Regressionsgeraden mit der höchsten Prüftemperatur, eine Ausweitung des möglichen Extrapolationszeitraums. Begrenzt ist dieser Extrapolationszeitraum durch das Auslastungsniveau des Versuchs mit der längsten Standzeit und der höchsten Prüftemperatur zuzüglich 1,5 Dekaden. Abb. 7.13 zeigt den Grenzbereich des Extrapolationszeitraums für GFK2. Hierbei ist zu sehen, dass die durchgeführten Versuche eine Extrapolation bei einer Umgebungstemperatur von 50°C bis zu 50 Jahre und die Extrapolation auf 100 Jahre bis zu einer Umgebungstemperatur von 47°C zulassen.

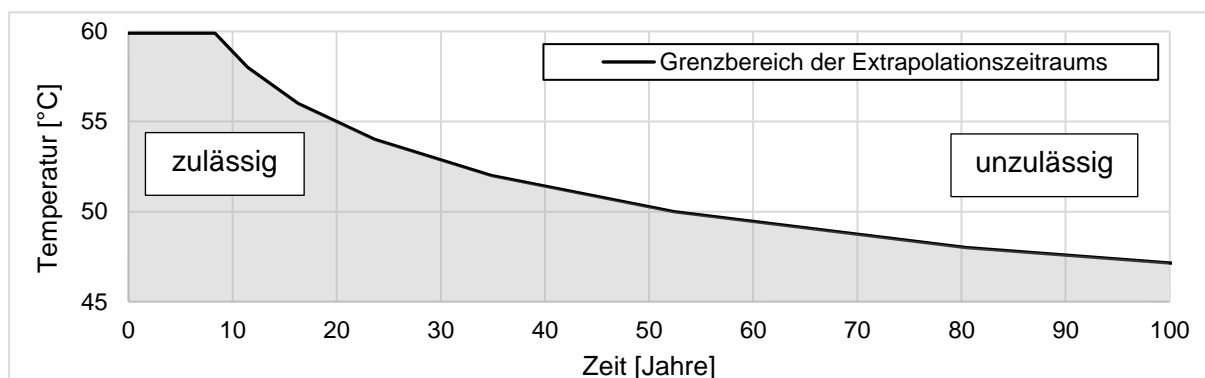


Abb. 7.13: Grenzbereich der Extrapolation für GFK2.

Durch die Kombination aus dem Extrapolationsverfahren nach [DIN 53768] und dem Prinzip der Zeit-Temperaturverschiebung kann die aus Versuchsdaten basierende zeit- und temperaturabhängig Verbundfestigkeit auf den Bemessungszeitraum (innerhalb des Grenzbereichs der Extrapolation) ausgeweitet werden.

8. Modell zur Bestimmung des Verbundspannungsverlaufs und der Bemessungsverbundspannung

Zur Bestimmung der Verankerungstragfähigkeit wird ein Modell aufgebaut, mit welchem der Verbundspannungsverlauf diskret berechnet werden kann und auf dessen Basis eine Bemessungsverbundspannung abgeleitet wird. Dieses Modell basiert auf der semiempirischen Methode nach Martin (siehe Abschnitt 4.1.4.2) unter Verwendung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes (siehe Abschnitt 4.1.4) und deren numerischer Lösung mittels schrittweiser Integration. Hierbei wird unter Berücksichtigung des stabspezifischen Verbundverhaltens der Verbundspannungsverlauf über die Verankerungslänge numerisch gelöst. Das stabspezifische Verbundverhalten wird mit dem experimentell bestimmten Verbundgesetz in das Modell eingebracht.

Die Ausgabe des Modells gibt den diskreten Verbundspannungsverlauf $\tau_{(x)}$ über eine beliebig Verankerungslänge wieder. Anhand dieses Verbundspannungsverlaufs kann eine mittlere Verbundspannung zur Bemessung bestimmt werden. Zur diskreten Berechnung des Verbundspannungsverlaufs sind folgenden Eingabeparameter notwendig:

- Stabspezifische Parameter:
 - Verbundgesetz $\tau_{(s)}$
 - E-Modul des Stabs E_s
 - Stabdurchmesser d_m
- Konstruktive Parameter:
 - Betondruckfestigkeit f_c
 - Verbundlänge l_b
 - Schlupf am unbelasteten Stabende s_0
 - Normalspannung am belasteten Stabende σ_u

Des Weiteren ermöglicht das Modell die Berechnung der zeitlichen Entwicklung des Verbundspannungsverlaufs unter einer langandauernden Belastung in Abhängigkeit der Temperatur. Hierzu sind folgenden weitere Eingabeparameter erforderlich:

- Äußere Parameter
 - Zeit t
 - Temperatur T

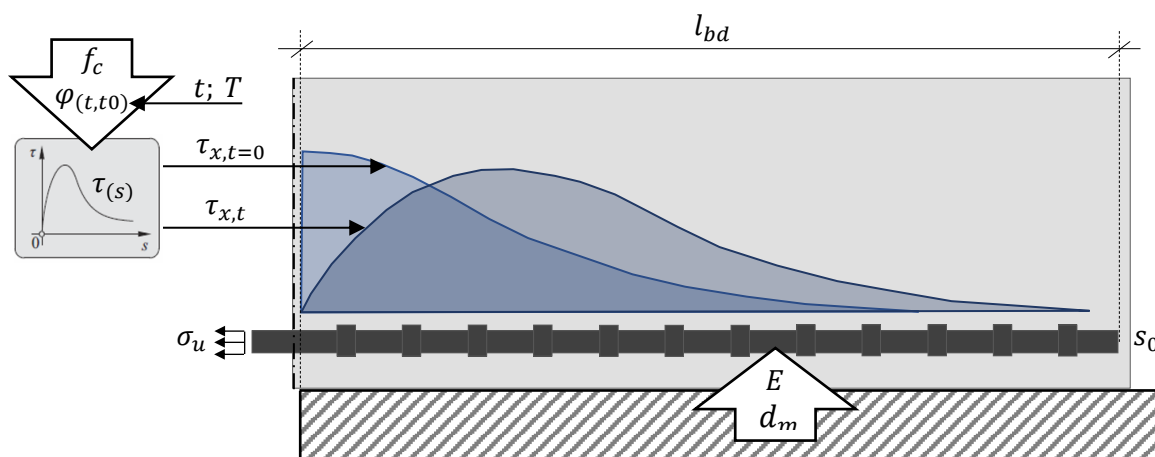


Abb. 8.1: Grafische Darstellung des Modells zur Berechnung des Verbundspannungsverlaufs zum Belastungsbeginn und zu einem beliebigen Zeitpunkt.

Um auf Basis des berechneten Verbundspannungsverlaufs $\tau(x)$ eine Bemessungsverbundspannung τ_{bd} abzuleiten, muss ein Bruchzustand definiert werden, welcher die Tragfähigkeit der Verankerung (GZT) unter Kurzzeitbeanspruchung und unter Langzeitbeanspruchung definiert.

8.1. Berechnung des Verbundspannungsverlaufs entlang der Verankerungslänge

Zur Berechnung des Verbundspannungsverlaufs wird unter der Verwendung der genannten Eingabeparameter die Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes mittels der schrittweisen Integration numerisch gelöst. Für eine geschlossene Lösung sind folgende Randbedingungen notwendig:

- Spannung der Bewehrung am unbelasteten Stabende ist 0: $\sigma_0 = 0$
- Schlupf am unbelasteten Stabende ist ungleich 0: $s_0 \neq 0$

Das Verbundgesetz wird in der Form des mBPE-Modells nach [Cosenza 1997]; [Rossetti 1995] (siehe Abschnitt 4.3.1) formuliert:

$$\tau_{(s)} = \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot C \cdot s^\alpha \quad (\text{Gl. 8-1})$$

Das Lösen erfolgt schrittweise mit einer Schrittweite x beginnend an der lastabgewandten Stabseite. Der Schlupf an dieser Stelle s_0 bildet den Startwert der Berechnung. Anhand dieses Eingabeparameters, wird mit dem Verbundgesetz die Verbundspannung an der Stelle $i - 1$ berechnet:

$$\textcircled{1}: \tau_{i-1} = \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot C \cdot s_{i-1}^\alpha \quad (\text{Gl. 8-2})$$

Aus dem Verhältnis von Stabumfang U zu Stabquerschnittsfläche A und der Schrittweite x kann aus der Verbundspannung τ_i die Normalspannung σ_i im Stab bestimmt werden. Diese summieren sich von der lastabgewandten Seite zur lastzugewandten Seite auf:

$$\textcircled{2}: \sigma_i = \sigma_{i-1} + \Delta\sigma_i = \sigma_{i-1} + \tau_{i-1} \cdot d_x \cdot (U_s/A_s) \quad (\text{Gl. 8-3})$$

Unter Einbeziehung des E-Moduls E_s wird auf Basis der Normalspannung die Stabdehnung ε_i an der Stelle i bestimmt:

$$\textcircled{3}: \varepsilon_i = \sigma_i/E_s \quad (\text{Gl. 8-4})$$

Die Schlupfzunahme innerhalb der Schrittweite x berechnet sich aus der Dehnungsdifferenz an der Stelle i und der Stelle $i - 1$. Der Schlupf entlang der Verankerungslänge summiert sich über jeden Schritt weiter auf:

$$\textcircled{4}: s_i = s_{i-1} + \Delta s_i = s_{i-1} + 0,5 \cdot (\varepsilon_i + \varepsilon_{i-1}) \cdot \Delta x \quad (\text{Gl. 8-5})$$

Mit dem Schlupf s_i beginnt das Rechenverfahren wieder im Schritt $\textcircled{1}$ mit der Berechnung der Verbundspannung an der Stelle i :

$$\textcircled{5}/\textcircled{1}: \tau_i = \left(\frac{f_{cm}}{25}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot C \cdot s_i^\alpha \quad (\text{Gl. 8-6})$$

Zur Berechnung der mittleren Verbundspannung τ_m wird der Verbundspannungsverlauf $\tau_{(x)}$ über die Verbundlänge l_b nach der Schrittweite x integriert:

$$\tau_m = \frac{1}{l_b} \int_{x=0}^{x=l_b} \tau_{(x)} dx \quad (\text{Gl. 8-7})$$

Das iterative Verfahren zur schrittweisen Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes ist in Abb. 8.2 grafisch dargestellt.

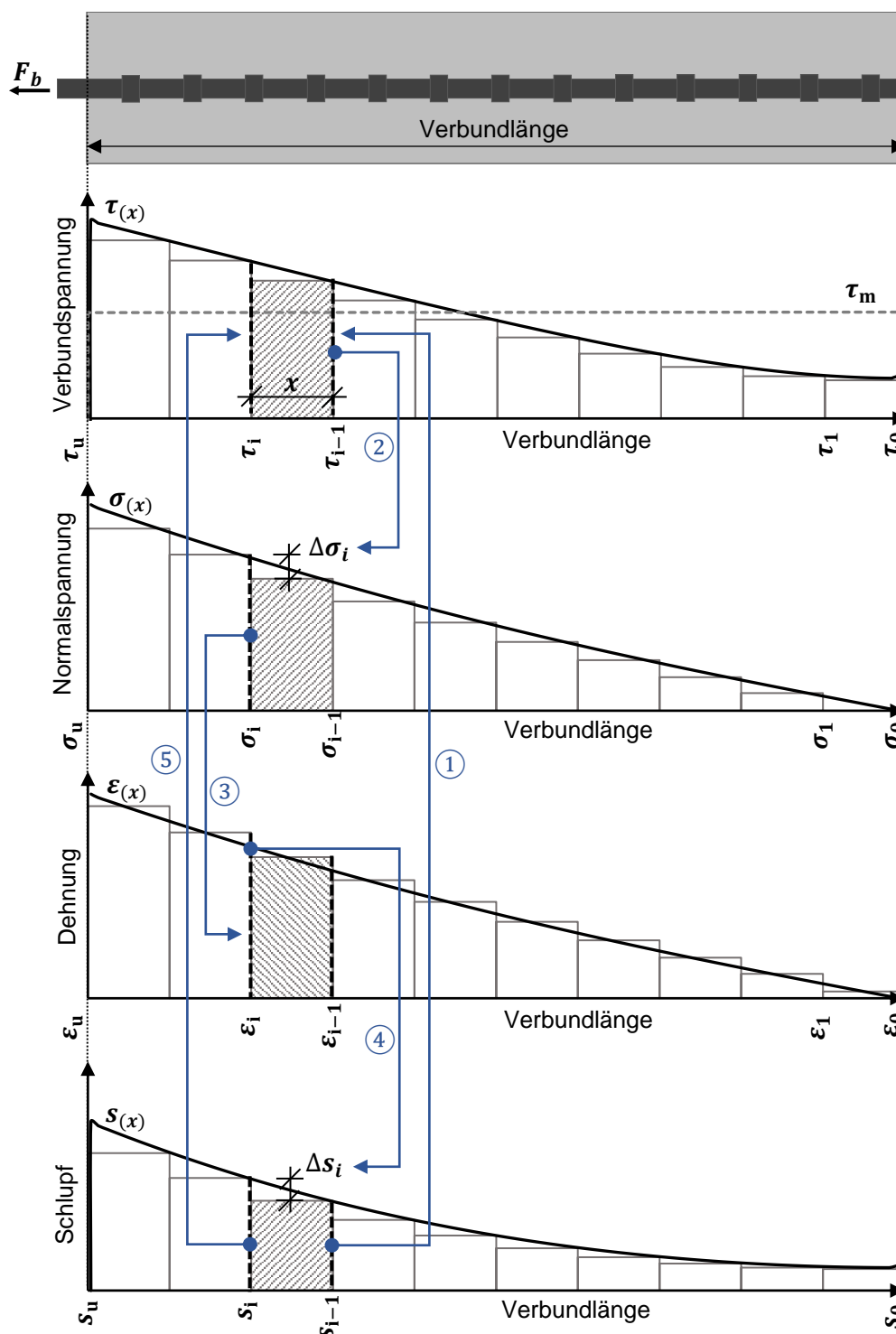


Abb. 8.2: Grafische Darstellung des iterativen Verfahrens zur schrittweisen Lösung der Differentialgleichung des verschieblichen Verbundes [Niewels 2008] (eigene Darstellung).

8.2. Einfluss des Verbundkriechens auf den Verbundspannungsverlauf

Wie in Abschnitt 4.3.2 beschrieben, wird der Verbund zwischen FKB und Beton im Laufe der Zeit durch den Effekt der Materialalterung und durch eine Kriechbeanspruchung geschädigt. Hierdurch findet eine Lastumlagerung von der lastzugewandten zur lastabgewandten Seite der Verankerung statt. Dieser Effekt wird mit der Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$ berücksichtigt.

Diese gibt die Vergrößerung des Schlupfs unter konstanter Spannung bezogen auf den Schlupf zum Zeitpunkt 0 (t_0) über die Zeit t an. Um den Einfluss der Zeit auf den Verbundspannungsverlauf berechnen zu können, wird die Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$ in das Verbundgesetz formuliert:

$$\tau_{(s,t)} = C \cdot \left(\frac{s_{(x,t)}}{1 + \varphi_{(t,t_0)}} \right)^\alpha \quad (\text{Gl. 8-8})$$

$$\varphi_{(t,t_0)} = ((1 + 10 \cdot t)^\beta - 1) \quad (\text{Gl. 8-9})$$

Mittels des Exponenten β der Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$ wird der Schlupf zum Zeitpunkt t im bezug auf den Schlupf zum Zeitpunkt $t = 0$ berechnet. Die Bestimmung des Exponent β erfolgt auf Basis von Ausziehversuchen unter Kurzzeit- und Langzeitbeanspruchung. Dies wird im Folgenden beschrieben und in Abb. 8.3 grafisch dargestellt.

Von den Kurzzeit- und Langzeitverbunduntersuchungen ist bekannt, dass der maximale Schlupf unabhängig von der Zeit ist. Daher ist der Schlupf bei maximaler Verbundspannung $s_{\tau max}$ sowohl bei dem Kurzzeit- als auch bei dem Langzeitverbundverhalten die obere Grenze der maximalen Beanspruchbarkeit (siehe Abschnitt 7.3.1). Somit ist der Schlupf zum Zeitpunkt des Versagens t_{fail} gleich dem Schlupf $s_{\tau max}$:

$$s_{(t_{fail})} = s_{\tau max} \quad (\text{Gl. 8-10})$$

Durch die Umstellung des Verbundgesetzes (Gl. 7-12) kann der Schlupf in Abhängigkeit der Verbundspannung zum Zeitpunkt $t = 0$ bestimmt werden $s_{(\tau,0)}$ (Gl. 7-13).

$$\tau_{(s,t=0)} = C \cdot s^\alpha \quad (\text{Gl. 8-11})$$

$$s_{(\tau,t=0)} = \sqrt[\alpha]{\tau / C} \quad (\text{Gl. 8-12})$$

Mittels der zeitabhängigen Verbundfestigkeit aus Abschnitt 7.3.3 ist der stabspezifische Zusammenhang zwischen Verbundspannung, Zeit und Temperatur bekannt. Durch die Umstellung dieser Gleichung kann der Versagenszeitpunkt t_{fail} in Abhängigkeit der Verbundspannung und der Temperatur bestimmt werden.

$$\tau_{(t,T)} = C_T \cdot t_{(fail,T)}^{x_T} \quad (\text{Gl. 8-13})$$

$$t_{(fail,T)} = \sqrt[x_T]{\tau_{(t,T)} / C_T} \quad (\text{Gl. 8-14})$$

Durch Einsetzen von (Gl. 8-10), (Gl. 8-12) und (Gl. 8-13) in (Gl.8-9) kann mit (Gl. 8-15) der Exponent β der Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$ bestimmt werden:

$$s_{(t_{fail})} = \alpha \sqrt{\tau / C} \cdot \left(1 + 10 \cdot \alpha_T \sqrt{\tau_{(t,T)} / C_T}\right)^\beta \quad (\text{Gl. 8-15})$$

$$\beta = \frac{\log \left(s_{(t_{fail})} / \alpha \sqrt{\tau / C} \right)}{\log \left(1 + 10 \cdot \alpha_T \sqrt{\tau_{(t,T)} / C_T} \right)} \quad (\text{Gl. 8-16})$$

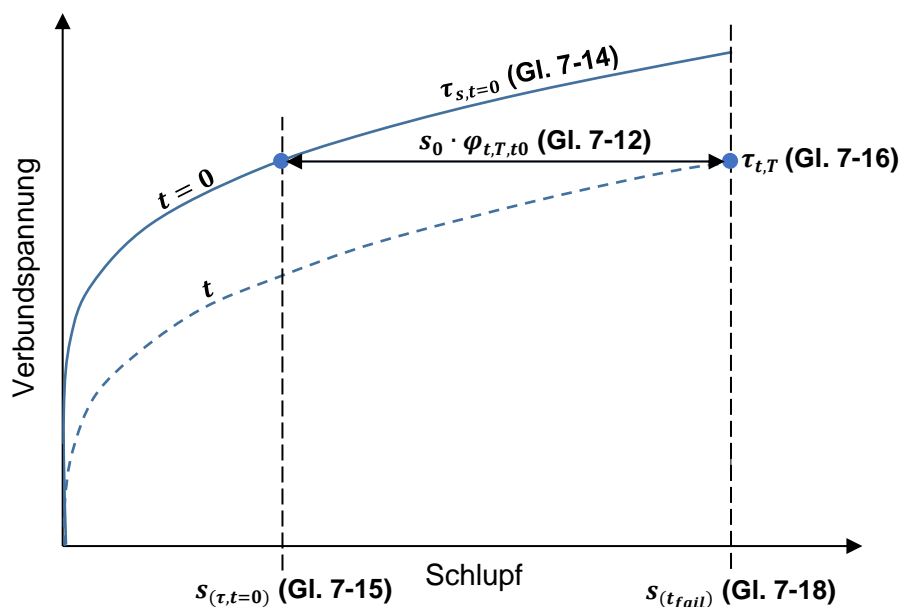


Abb. 8.3: Herleitung des Exponenten β .

8.3. Definition des Bruchzustands

Die normative Bemessung der Verankerungslänge basiert auf dem Ansatz eines konstanten Verbundspannungsverlaufs entlang der Verankerungslänge. Um aus dem berechneten Verbundspannungsverlauf eine konstante Bemessungsverbundspannung abzuleiten, muss ein Bruchzustand, welcher den GZT der Verankerung kennzeichnet, definiert werden. Die mittlere Verbundspannung im definierten Bruchzustand $\tau_{m,GZT}$ bildet die charakteristische Verbundfestigkeit.

Abschnitt 4.1.4.3 zeigt, dass zur Definition des Bruchzustands in der Literatur eine Vielzahl von Kriterien zur Verfügung stehen. Diese Kriterien sind nicht experimentell bestimmt oder mathematisch hergeleitet, sondern basieren auf gewählten Annahmen. Unabhängig von dem Kriterium muss die Bemessungsverbundspannung sicherstellen, dass eine Überbeanspruchung des Verbundes ausgeschlossen wird. In [Idda 1999] wird der Bruchzustand definiert mit einem zulässigen Schlupf am unbelasteten Stabendes von $s_{0,max} = 0,1 \text{ mm}$ und Normalspannung am belasteten Stabende, welche gleich der Streckgrenze der Bewehrung ist $\sigma_u = f_{yk}$.

Durch das geringe E-Modul von FKB gegenüber Betonstahl entstehen bei gleicher Belastung höhere Dehnungen. Dies führt dazu, dass bei ansonsten gleicher Randbedingungen der

Schlupf an der lastzugewandten Seite bei FKB größer ist als bei Betonstahl. Durch diesen Effekt ist es möglich, dass die beiden genannten Kriterien ggf. nicht ausreichend sind, um eine Überbeanspruchung des Verbundes bei FKB sicherzustellen. Aus diesem Grund wird ein weiteres Verformungskriterium mit $s_i \leq s_{\tau_{max}}$ eingeführt. Überschreitet der Schlupf s_i entlang der Verankerung an einer beliebigen Stelle den Schlupf bei maximaler Verbundspannung $s_{\tau_{max}}$, wird die Verbundspannung an dieser Stelle nicht bei der mittleren Verbundspannung im Bruchzustand $\tau_{m,GZT}$ angesetzt:

$$\tau_{m,GZT} = \frac{1}{x_{(s_{\tau_{max}})}} \int_{x=0}^{x_{(s_{\tau_{max}})}} \tau_{(x)} dx \quad (\text{Gl. 8-17})$$

8.4. Ableiten der Bemessungsverbundspannung auf Basis der mittleren Verbundspannung im Bruchzustand

Bei der Ableitung der Bemessungsverbundspannung τ_{bd} müssen die Randbedingungen der Versuche, welche zur Kalibrierung des Verbundgesetzes genutzt worden, berücksichtigt werden.

Hiermit wird sichergestellt, dass mit der abgeleiteten Bemessungsverbundspannung die Tragfähigkeit der Verankerung auch bei ungünstigen Randbedingungen, wie z. B. bei geringen Betondeckungen oder schlechten Verbundbedingungen, auf der sicherliegenden Seite berechnet werden kann.

Um die Bemessungsverbundspannung bzw. das Grundmaßes der Verankerung (vgl. Abschnitt 4.1.3.2) auf Basis der Bemessungsgleichung nach [prEN 1992-1-1-D4] abzuleiten, muss die Verbundspannung im Bruchzustand $\tau_{m,GZT}$ auf die Betondruckfestigkeit $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$, den Stabdurchmesser $d_s = 20 \text{ mm}$, die Betondeckung von $c_d = 1,5 \cdot d_s$, keine Umschnürung infolge Querbewehrung und Querdruck sowie schlechte Verbundbedingungen ($= 0,8$) reduziert und um den Teilsicherheitsbeiwert γ_c abgemindert werden. Gl. 8-8 zeigt die Abminderung der mittleren Verbundspannung im Bruchzustand auf Bemessungsniveau. Diese basiert auf der Bemessungsgleichung der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4]. Die angegebenen Exponenten beschreiben das Verbundverhalten von Betonstahl und können daher nicht ohne Validierung für FKB verwendet werden.

$$\tau_{bd} = \frac{\tau_{m,GZT}}{\gamma_c} \cdot \left(\frac{25 \text{ N/mm}^2}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{d_s}{20 \text{ mm}} \right)^{\frac{1}{3}} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot d_s}{c_{d,conf}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot 0,8 \quad (\text{Gl. 8-18})$$

Die Validierung der Exponenten von Gl. 8-18 erfolgt in Abschnitt 9.

9. Bemessung der Endverankerungslänge

Die durchgeführten Verbunduntersuchungen am Beam-End Test in Abschnitt 6 haben ergeben, dass FKB Charakteristiken aufweist, welche dazu führen, dass die Bemessungsgleichung nach [prEN 1992-1-1-D4] angepasst werden muss. Hierbei haben sich die Einflussparameter des Stabdurchmessers und die umschnürende Wirkung der Betondeckung sowie der Querbewehrung als stabspezifisch erwiesen. Um dieses gegenüber Betonstahl abweichende Verbundverhalten in der Bemessung der Verankerungslänge zu berücksichtigen, wird in Abschnitt 9.1 die Bemessungsgleichung nach [prEN 1992-1-1-D4] für FKB angepasst.

Die Basis für die Bemessung der Verankerungslänge bildet die Bemessungsverbundspannung bzw. das Grundmaß der Verankerungslänge. Diese werden in Abschnitt 9.2 mit dem in Abschnitt 8 beschriebenen Modell berechnet. Grundlage hierfür sind die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen welche an den Ausziehversuchen in Abschnitt 5 bestimmt werden. Mit der angepassten Bemessungsgleichung und dem Grundmaß der Verankerungslänge kann die Verankerungslänge bemessen werden, welche die Tragfähigkeit der Endverankerung unter Kurzzeitbeanspruchung sicherstellt. In Abschnitt 9.2.4 findet ein Vergleich zwischen dem angepassten Bemessungsansatz für FKB und dem Bemessungsansatz nach [prEN 1992-1-1-D4] für Betonstahl statt.

Wie in Abschnitt 4.2.3 beschrieben, unterliegt FKB einer zeitabhängigen Schädigung durch eine Materialalterung und Kriechen, wodurch der Bemessungsansatz aus Abschnitt 9.1 und 9.2 zwar die Tragfähigkeit unter Kurzzeitbeanspruchung sicherstellt, jedoch ggf. nicht über die gesamte Nutzungsdauer. Aus diesem Grund wird die Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$ bestimmt, mit derer die Tragfähigkeit bis zum Ende der Bemessungszeit sichergestellt wird. Hierzu werden die in Abschnitt 7 gezeigten Standzeit-Ausziehversuchen herangezogen, um die stabspezifischen Verbundkriechzahlen (siehe Abschnitt 8.2) abzuleiten. Mit dem in Abschnitt 8 beschriebenen Modell und den ermittelten Verbundkriechzahlen, wird die mit der Zeit voranschreitende Lastumlagerung vom lastzugewandten zum lastabgewandten Bereich berechnen und die Mindestverankerungslänge $l_{b,min}$ abgeleitet.

In Abb. 9.1 wird die Vorgehensweise für das Bemessungskonzept der Endverankerungslänge mit FKB grafisch dargestellt.

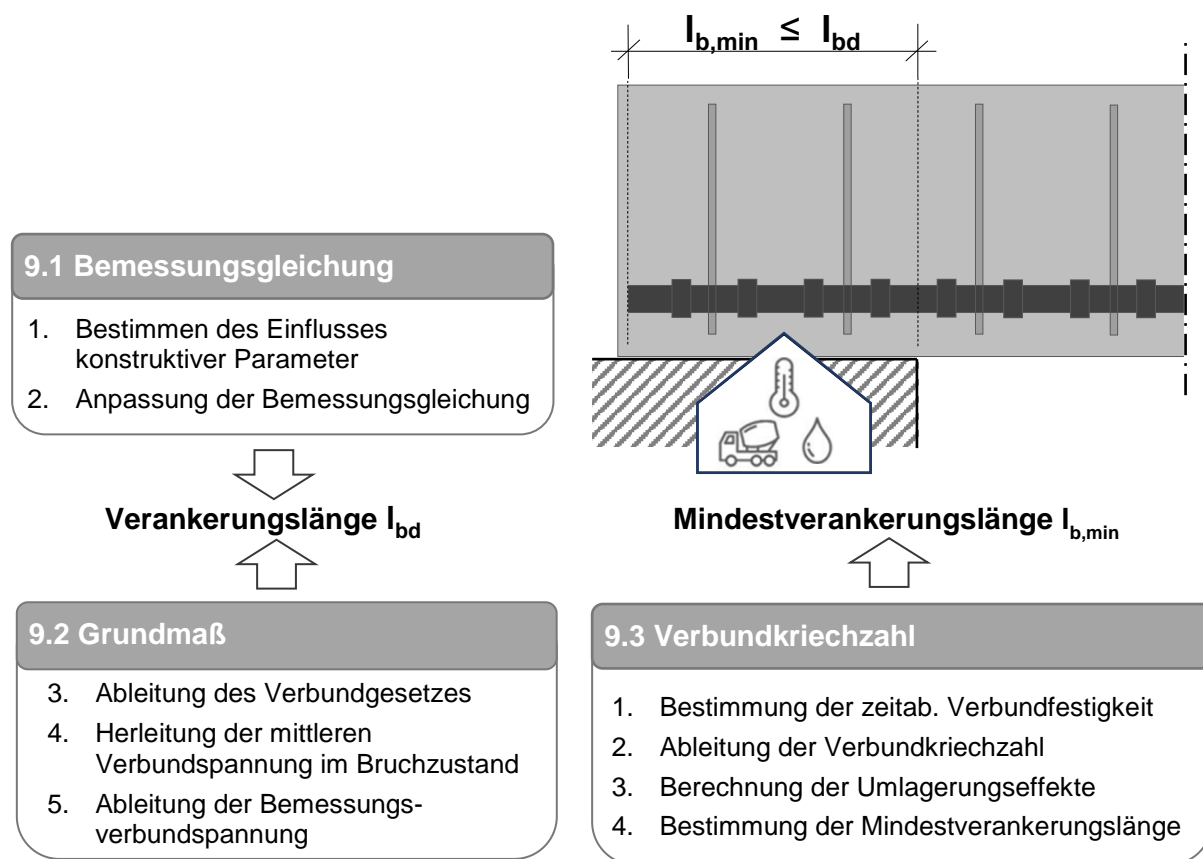


Abb. 9.1: Vorgehensweise für das Bemessungskonzept der Endverankerungslänge

9.1. Anpassen der Bemessungsgleichung der Verankerungslänge für FKB

Die Verbunduntersuchungen anhand der Beam-End Tests zeigen, dass die Faserkunststoffbewehrungsstäbe prinzipiell mit den Bemessungsansätzen nach [prEN 1992-1-1-D4] beschrieben werden können. Dennoch können nicht alle Parameter ohne Änderung übernommen werden. Tab. 9.1 teilt die untersuchten Parameter in die Gruppen materialunabhängig und materialabhängig ein. Materialunabhängig bedeutet in diesem Zusammenhang, dass die bestehende Gleichung des jeweiligen Parameters auf die Verbundtragfähigkeit von Faserkunststoffbewehrungsstäbe übertragen werden kann, wohingegen materialabhängige Parameter einen stabspezifischen Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit gegenüber Betonstahl zeigen und diese daher angepasst werden müssen.

Tab. 9.1: Einteilung der konstruktiven Parameter in materialunabhängig und materialabhängig.

Materialunabhängig	Materialabhängig
Betondruckfestigkeit	Stabdurchmesser
Querdruck	Betondeckung
Verbundlänge	Querbewehrung
	Max. Umschnürungseffekt

Im Folgenden werden die materialabhängigen Parameter des Stabdurchmessers n_d , der Betondeckung n_c , der Querbewehrung α_{conf} und der maximalen Umschnürung $\alpha_{conf,max}$ aus

den Versuchsdaten der Beam-End Tests abgeleitet. Hierfür werden die einzelnen Parameter mittels einer Zielwertsuche bestimmt, bei welcher die Abweichung zwischen der Bemessungsgleichung und dem Mittelwert der Messergebnisse minimal ist.

9.1.1. Einfluss des Stabdurchmessers auf die Verbundtragfähigkeit

Der Einfluss des Stabdurchmessers wird über eine Potenzfunktion berücksichtigt. Bei Betonstahl beträgt dieser Exponent nach [prEN 1992-1-1-D4] $n_d = 0,33$. Abb. 9.2 zeigt, dass durch Anpassung des Parameters n_d für GFK mit $n_d = 0,28$, GFK2 mit $n_d = 0,46$ und GFK3 mit $n_d = 0,11$ der Ansatz nach [prEN 1992-1-1-D4] auf die Faserkunststoffbewehrungsstäbe übertragen werden kann.

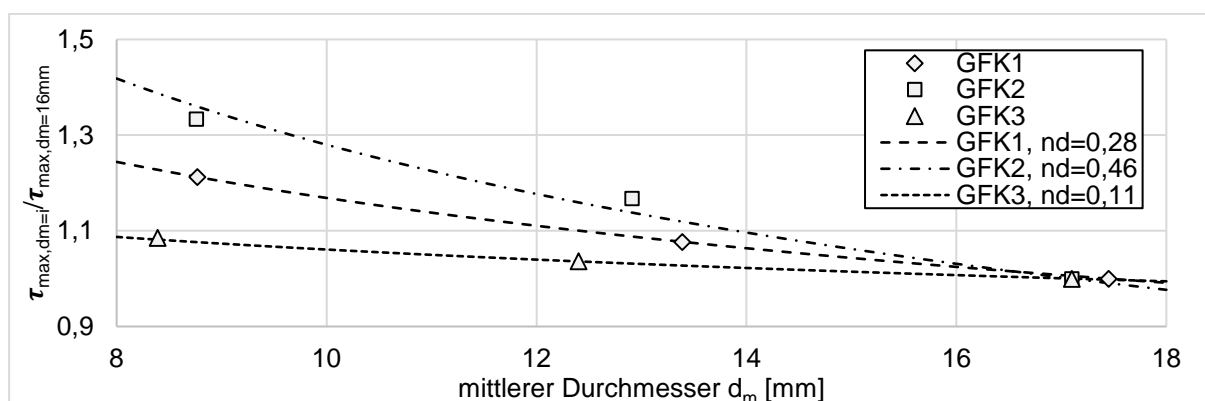


Abb. 9.2: Einfluss des Durchmessers auf die Verbundfestigkeit. Ableitung des Parameters n_d .

9.1.2. Einfluss der Betondeckung auf die Verbundtragfähigkeit

Der Einfluss der Betondeckung wird mit einer Potenzfunktion über den Exponenten n_c beschrieben. Dieser beträgt nach [prEN 1992-1-1-D4] für Betonstahl $n_c = 0,5$. Abb. 9.3 zeigt, dass durch Anpassung des Parameters n_c für GFK1 mit $n_c = 0,30$, GFK2 mit $n_c = 0,26$ und GFK3 mit $n_c = 0,25$ der Ansatz nach [prEN 1992-1-1-D4] auf die Faserkunststoffbewehrungsstäbe übertragen werden kann.

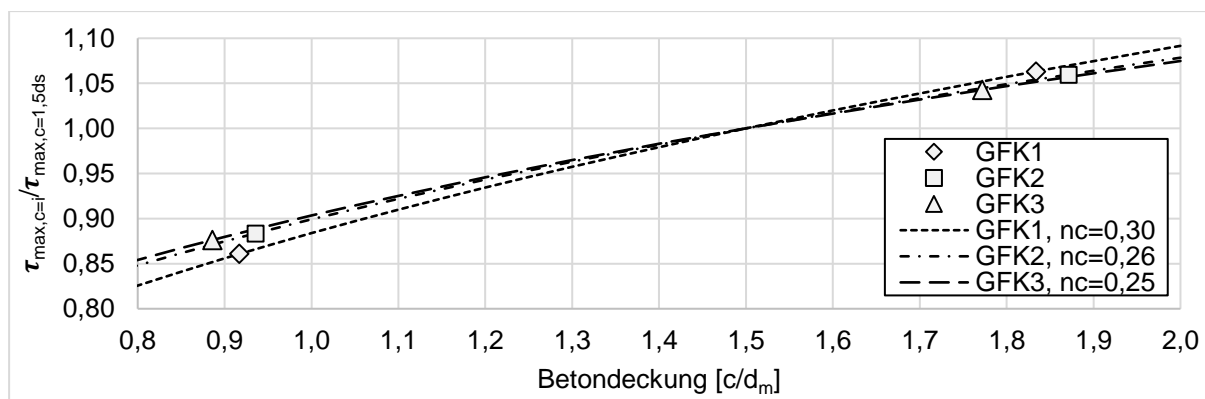


Abb. 9.3: Einfluss der Betondeckung auf die Verbundfestigkeit. Ableitung des Parameters n_c .

9.1.3. Einfluss der Querbewehrung auf die Verbundtragfähigkeit

Der Einfluss der Querbewehrung wird mit dem Parameter α_{conf} berücksichtigt. Der Parameter beträgt nach [prEN 1992-1-1-D4] für Betonstahl $\alpha_{conf} = 30$. Abb. 9.4 zeigt, dass durch die Anpassung von α_{conf} für GFK1 mit $\alpha_{conf} = 46$, GFK2 mit $\alpha_{conf} = 40$ und GFK3 mit $\alpha_{conf} = 114$ der Ansatz nach [prEN 1992-1-1-D4] auf die Faserkunststoffbewehrungsstäbe übertragen werden kann.

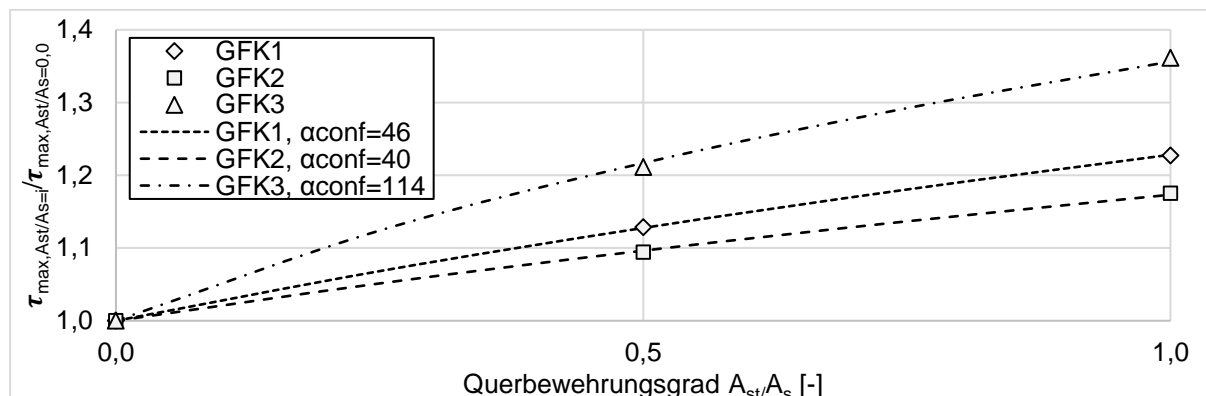


Abb. 9.4: Einfluss der Querbewehrung auf die Verbundfestigkeit. Ableitung des Parameters α_{conf} .

9.1.4. Einfluss der maximalen Umschnürungswirkung auf die Verbundtragfähigkeit

Der maximale Umschnürungseffekt wird mit dem Parameter $\alpha_{conf,max}$ berücksichtigt. Dieser ist für Betonstahl nach [prEN 1992-1-1-D4] mit $\alpha_{conf,max} = 3,75$ festgelegt. Für die geprüften Faserkunststoffbewehrungsstäbe wird der Parameter $\alpha_{conf,max}$ an den Versuchen mit Querdruck und Querbewehrung (BE-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p) abgeleitet. Da der Querdruck in den eigenen Versuchen nicht systematisch variiert wird, kann keine Aussagen über die Steigung der Geraden getroffen werden. Der Koeffizient „8“ aus der Bemessungsgleichung der Verankerungslänge kann daher nicht kalibriert werden. Die maximale äquivalente Betondeckung ergibt sich unter Berücksichtigung des stabspezifischen Parameters n_c (siehe Abschnitt 9.1.2) für GFK1 mit $\alpha_{conf,max} = 7,5$, für GFK2 mit $\alpha_{conf,max} = 14,4$ und für GFK3 mit $\alpha_{conf,max} = 15,2$. Die Steigerung von $\alpha_{d,conf}$ gegenüber Betonstahl ($\alpha_{d,conf} = 3,75$) zeigt den erhöhten Einfluss der Umschnürung auf das Verbundtragverhalten von Faserkunststoffbewehrungsstäbe.

9.1.5. Bemessungsgleich der Verankerungslänge für FKB unter Kurzzeitbeanspruchung

Im Rahmen der durchgeführten Kurzzeituntersuchungen wird die Gleichung zur Bestimmung der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] für FKB angepasst werden. Die in der Gleichung angegebenen 435 N/mm^2 geben den Bemessungswert der Stahlstreckgrenze f_{yd} an. Dieser wird durch den Bemessungswert der Zugfestigkeit der nicht-metallischen

Bewehrung $f_{nmt,d}$ ersetzt und ist stabspezifisch. Der Einfluss des Durchmessers (Exponent n_d) der Betondeckung (Exponent n_c), der Querbewehrung (Parameter α_{conf}) und maximale äquivalente Betondeckung (Parameter $\alpha_{conf,max}$) sind ebenfalls stabspezifisch. Gl. 9-1 bis 9-3 zeigt die für FKB angepasste Bemessungsgleichung der Verankerungslänge:

$$l_{bd} = \alpha_{lbs} \cdot d_s \cdot \left(\frac{25 \text{ N/mm}^2}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{nmt,d}} \cdot \frac{\gamma_c}{1,5} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{d_s}{20 \text{ mm}} \right)^{n_d} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot d_s}{c_{d,conf}} \right)^{n_c} \quad (\text{Gl. 9-1})$$

$$c_{d,conf} = c_d + \left(\alpha_{conf} \cdot k_{conf} \cdot \frac{n_l \cdot A_{st}}{n_b \cdot d_s \cdot s_{st}} + 8 \cdot \frac{\sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}} \right) \cdot d_s \quad (\text{Gl. 9-2})$$

$$c_{d,conf} \leq \alpha_{conf,max} \cdot d_s \quad (\text{Gl. 9-3})$$

Tab. 8.7 gibt die für die geprüften Bewehrungsstäbe stabspezifischen Parametern n_d , n_c , α_{conf} und $\alpha_{conf,max}$ der Bemessungsgleichung der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] an.

Tab. 9.2: Stabspezifische Parameter.

Bewehrungsstab	n_d	n_c	α_{conf}	$\alpha_{conf,max}$
GFK1	0,28	0,30	46	7,5
GFK2	0,46	0,25	40	14,4
GFK3	0,11	0,26	114	15,2

9.2. Anpassen des Grundmaßes der Verankerungslänge für FKB

9.2.1. Bestimmen des stabspezifischen Verbundgesetzes

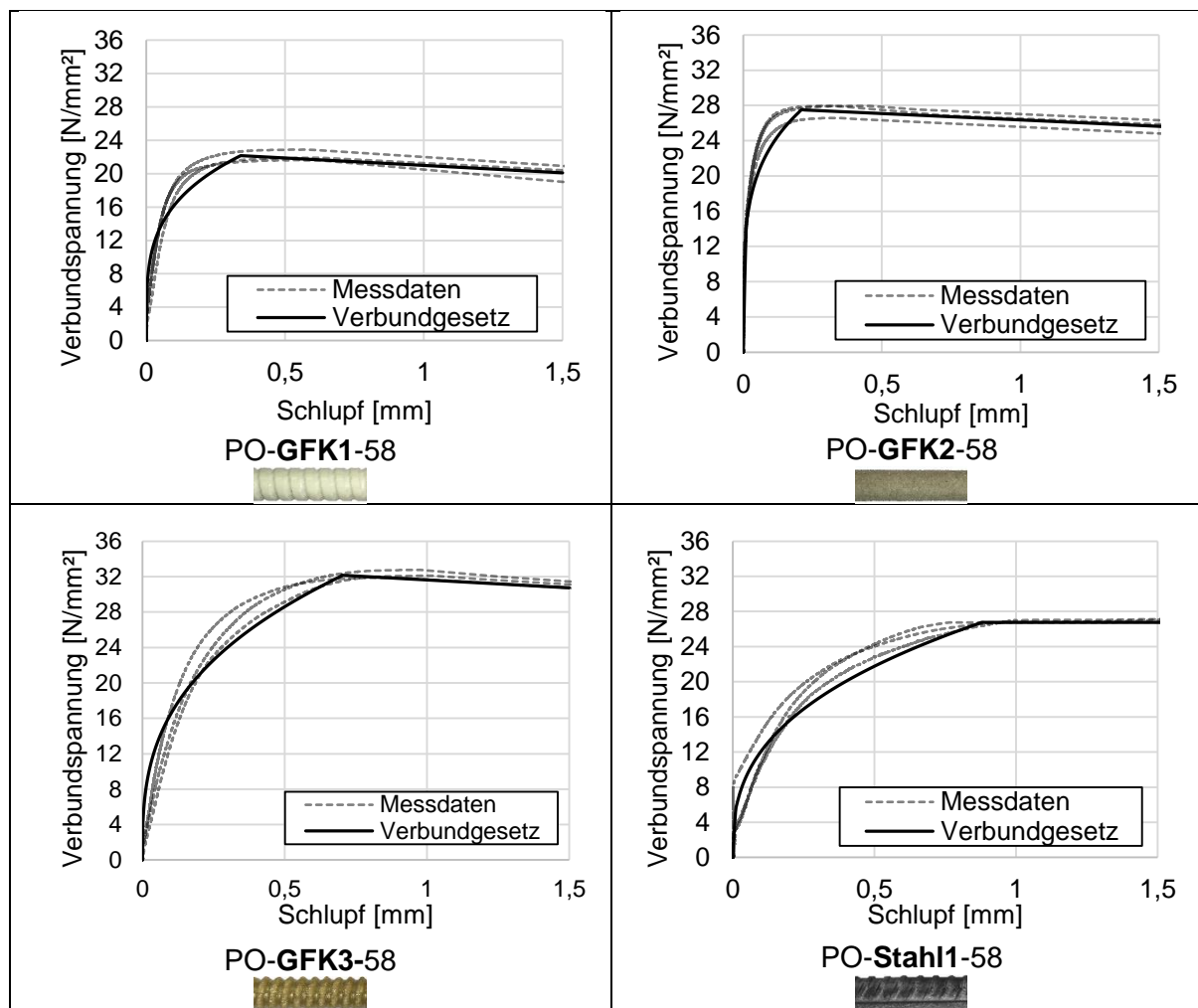
Wie in Abschnitt 4.1.3 beschrieben, findet auf Grundlage der Ergebnisse der Ausziehversuche in Tab. 5.7 die Ableitung des Verbundgesetzes statt. Der Parameter C und der Exponent α werden anhand des ansteigenden Astes ($s \leq s_{\tau_{max}}$) der experimentell ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung kalibriert. Hierzu findet eine Zielwertsuche statt, bei welcher die Parameter C und α variiert werden, bis die Differenz des Flächeninhalts zwischen der gemessenen und der berechneten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung, sowie deren Abstand untereinander ein Minimum erreicht. Die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird hierfür mittels des Ausdruckes $(25 \text{ N/mm}^2 / f_{cm})^{0,5}$ (vgl. Abschnitt 4.1.3.2) auf eine mittlere Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$ umgerechnet. Tab. 9.3 zeigt die stabspezifischen Verbundgesetze.

Tab. 9.3: Stabspezifische Verbundgesetze bei $f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$

Bewehrung	C	α	$s_{\tau_{max}}$	s_2	s_3
GFK1	20,25	0,301	0,34	10,51	-
GFK2	25,32	0,220	0,21	19,09	-
GFK3	23,66	0,341	0,70	19,17	-
Stahl1	18,29	0,366	0,88	2,13	4,18

Die Gegenüberstellung der experimentell ermittelten und der mit den Verbundgesetzen berechneten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sind in Tab. 9.4 grafisch dargestellt.

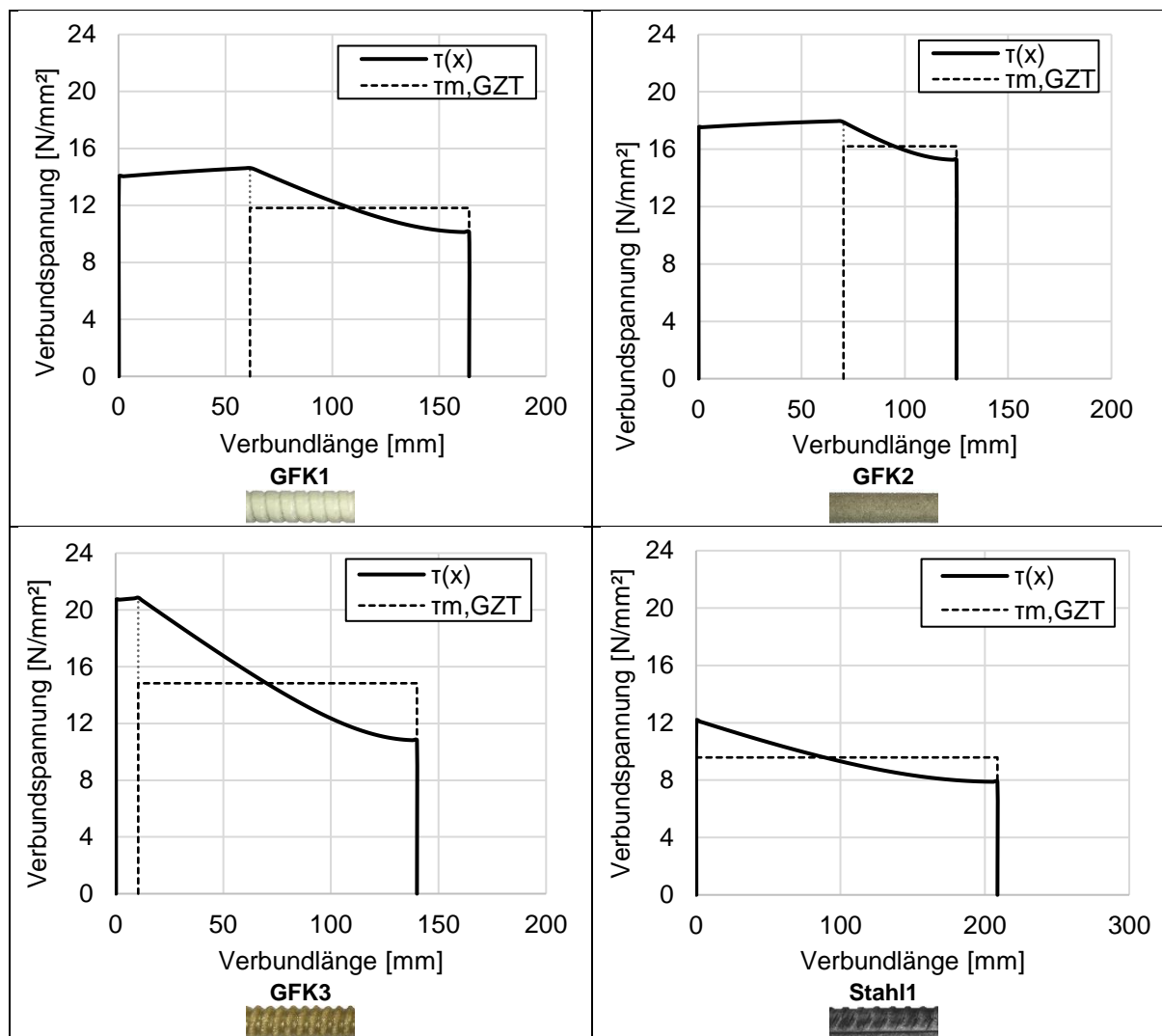
Tab. 9.4: Gegenüberstellung von Messdaten und abgeleitem Verbundgesetz.



9.2.2. Herleitung der mittleren Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand

Mittels des Verbundgesetzes und dem in Abschnitt 8 beschriebenen Modell ist es möglich, den Verbundspannungsverlauf über eine beliebig lange Verankerungslänge zu berechnen. Hiermit wird für jeden Bewehrungsstab mittels einer Zielwertsuche die Verbundlänge bestimmt, bei welcher der definierte Bruchzustand (vgl. Abschnitt 8.3) erreicht wird. Für den Bruchzustand wird die Streckgrenze der Bewehrung mit der charakteristischen Zugfestigkeit $f_{nm,k}$ der FKB gleichgesetzt. Von den geprüften Faserkunststoffbewehrungsstäben ist die charakteristische Zugfestigkeit lediglich von GFK1 mit $f_{nm,k} = 580 \text{ N/mm}^2$ bekannt [Schöck 2018]. Unter der Annahme, dass $f_{nm,k} = 580 \text{ N/mm}^2$ ebenfalls für GFK2 und GFK3 gültig ist, wird dies für alle geprüften FKB angenommen. Tab. 9.5 zeigt die berechneten Verbundspannungsverläufe $\tau_{(x)}$ im definierten Bruchzustand mit deren mittleren Verbundspannung $\tau_{m,GZT}$.

Tab. 9.5: Hergeleitete Verbundspannungsverteilung im rechnerischen Bruchzustand.



Die Gegenüberstellung der hergeleiteten Verbundspannungsverläufe $\tau_{(x)}$ im rechnerischen Bruchzustand in Tab. 9.5 zeigt, dass die Verläufe bei allen Bewehrungsstäben variieren. Alle geprüften Faserkunststoffbewehrungsstäbe zeigen eine Überbeanspruchung des Verbundes im Lasteinleitungsbereich. An dieser Stelle weist GFK1 einen Schlupf von $s_u = 0,77 \text{ mm}$, GFK2 von $s_u = 0,70 \text{ mm}$, GFK3 von $s_u = 0,81 \text{ mm}$ und Stahl1 von $s_u = 0,28 \text{ mm}$ auf, was einem Faktor gegenüber Betonstahl von 2,5 – 2,9 entspricht. Durch das in Abschnitt 8.3 zusätzlich eingeführte Kriterium von $s_i \leq s_{\tau max}$ wird der überbeanspruchte Bereich nicht in der mittleren Verbundspannung im GZT $\tau_{m,GZT}$ berücksichtigt. Hierdurch wird die mittlere Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand für GFK 1 von $\tau_{m,GZT} = 12,9 \text{ N/mm}^2$ auf $11,8 \text{ N/mm}^2$, für GFK 2 von $\tau_{m,GZT} = 17,3 \text{ N/mm}^2$ auf $16,2 \text{ N/mm}^2$ und für GFK3 von $\tau_{m,GZT} = 15,5 \text{ N/mm}^2$ auf $14,8 \text{ N/mm}^2$ reduziert, was einer Abmilderung von 4,5 – 8,5 % entspricht. Bei Stahl1 findet an keiner Stelle der Verankerungslänge eine Überbeanspruchung des Verbundes statt, wodurch hier keine Abmilderung notwendig ist. Die resultierenden Verbundlängen sowie die mittlere Verbundspannung im Bruchzustand sind in Tab. 9.6 aufgeführt.

Tab. 9.6: Verbundlänge und mittlere Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand.

Bewehrung	Verbundlänge	mittlere Verbundspannung $\tau_{m,GZT}$
	[mm]	[N/mm ²]
GFK1	180,3	11,8
GFK2	134,0	16,2
GFK3	146,7	14,8
Stahl1	210,5	9,5

9.2.3. Ableitung des Grundmaßes der Verankerungslänge α_{lbs}

Um aus denen in Tab. 9.6 bestimmten mittleren Verbundspannungen $\tau_{m,GZT}$ eine Bemessungsverbundspannung τ_{bd} abzuleiten, müssen die Randbedingungen der Versuche berücksichtigt werden, an denen die Verbundgesetze kalibriert worden. Bei den durchgeführten Ausziehversuchen, sind dies der Einfluss der Betondeckung (vgl. Abb. 9.3), des Stabdurchmessers (vgl. Abb. 9.2) und der Stablage während der Betonage. Da die Verbundgesetze auf eine Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$ abgeleitet worden, entfällt die Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit an dieser Stelle.

Aus diesem Grund wird die Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand auf den Nenndurchmesser $d_s = 20 \text{ mm}$, einer Betondeckung von $c_d = 1,5 \cdot d_s$, schlechte Verbundbedingungen (= 0,8 nach [prEN 1992-1-1-D4]) und mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Beton $\gamma_c = 1,5$ auf die Bemessungsverbundspannung τ_{bd} umgerechnet. Gl. 9-4 zeigt die Umrechnung der mittleren Verbundspannungen im Bruchzustand $\tau_{m,GZT}$ auf die Bemessungsverbundspannung τ_{bd} :

$$\tau_{bd} = \frac{\tau_{m,GZT}}{\gamma_c} \cdot \left(\frac{d_s}{20 \text{ mm}}\right)^{n_d} \cdot \left(\frac{1,5}{\alpha_{conf,max}}\right)^{n_c} \cdot 0,8 \quad (\text{Gl. 9-4})$$

Tab. 9.7 zeigt die mit Gl. 9-4 berechneten Bemessungsverbundspannung τ_{bd} für $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$. Bei der Berechnung der Bemessungsverbundspannung von Stahl1 werden die Exponenten gemäß [prEN 1992-1-1-D4] mit $n_d = 1/3$ und $n_c = 1/2$ berücksichtigt.

Tab. 9.7: Bemessungsverbundspannung τ_{bd} für $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$.

Bewehrungsstäbe	Bemessungsverbundspannung τ_{bd} [N/mm ²]
GFK1	3,69
GFK2	4,53
GFK3	4,23
Stahl1	2,97

Die Bemessungsverbundspannung wird nach [prEN 1992-1-1-D4] in der Bemessungsgleichung nicht direkt berücksichtigt, sondern über das Grundmaß der Verankerungslänge α_{lbs} . Dieser beschreibt die auf den Durchmesser bezogene Verankerungslänge, welche notwendig ist die Zugfestigkeit der Bewehrung zu verankern.

$$\alpha_{lbs} = \frac{f_{nmt,k}}{4 \cdot \tau_{bd}} \cdot \left(\frac{d_s}{d_m}\right)^2 \quad (\text{Gl. 9-5})$$

Tab. 9.8 zeigt das Grundmaß der Verankerung α_{lbs} für die untersuchten Bewehrungsstäbe. Im Vergleich mit denen in [prEN 1992-1-1-D4] angegebenen Grundmaß der Verankerungslänge für Betonstahl von $\alpha_{lbs} = 50$ ($\tau_{bd} = 2,18 \text{ N/mm}^2$) fallen die berechneten Bemessungswerte hoch aus. Im Vergleich mit in der Literatur experimentell bestimmten Grundmaß der Verankerungslänge für Betonstahl, zeigen sich mit $\alpha_{lbs} = 38,8$ ($\tau_{bd} = 2,80 \text{ N/mm}^2$) [Schoening 2018] korrespondierende Ergebnisse.

Tab. 9.8: Grundmaß der Verankerungslänge α_{lbs} .

Bewehrungsstäbe	Parameter α_{lbs} [-]
GFK1	33
GFK2	28
GFK3	30
Stahl1	42

9.2.4. Bewertung des angepassten Bemessungsansatzes

Um die Genauigkeit des angepassten Modells zu bewerten, wird in Tab 8.10 die Abweichung zwischen allen durchgeführten Versuchen und dem angepassten Bemessungsansatz statistisch ausgewertet und mit dem Bemessungsmodell für Betonstahl nach [prEN 1992-1-1-D4] und den Versuchsergebnissen der Datenbank nach [Schoening 2018] (siehe Abschnitt 4.1.3.3) verglichen. Die Berechnung erfolgt auf Mittelwertniveau und ohne die Berücksichtigung von Sicherheitsbeiwerten.

Tab. 9.9: Statistische Auswertung und Vergleich zwischen angepasstem Bemessungsmodell für FKB mit den eigenen Versuchsergebnissen und dem Bemessungsmodell für Betonstahl nach [prEN 1992-1-1-D4] und den Versuchsergebnisse der Datenbank nach [Schoening 2018].

	Eigene Versuche mit angepasstem Bemessungsansatz			Datenbank nach [Schoening 2018] mit [prEN 1992-1-1-D4]	
	GFK1	GFK2	GFK3	B500B indirekte Lagerung	B500B direkte Lagerung
Versuchszahl	31	30	31	47	165
Mittelwert	1,11	1,02	0,98	1,09	0,98
Standardabw.	0,064	0,070	0,065	0,229	0,191
Variationskoeffizient	0,057	0,069	0,066	0,209	0,195
Minimum	1,00	0,89	0,87	0,60	0,53

Der Vergleich zwischen dem angepassten Bemessungsmodell für FKB und dem Bemessungsmodell für Betonstahl nach [prEN 1992-1-1-D4] zeigt eine geringere Standardabweichung sowie Variationskoeffizienten. Das bedeutet, dass die verschiedenen Einflussparameter mit dem angepassten Bemessungsansatz mit einer höheren Genauigkeit beschrieben werden können als die Versuchsergebnisse der Datenbank mit dem Ansatz nach [prEN 1992-1-1-D4]. Der Vergleich der Mittelwerte und der Minima zeigt, dass für GFK2 und GFK3 die angepassten Parameter im Mittel eine hohe Übereinstimmung aufweisen und das

die maximalen Abweichungen auf der unsicher liegenden Seite (Minimum) geringer ausfallen als des Ansatzes nach [prEN 1992-1-1-D4] und den Versuchsergebnissen der Datenbank. GFK1 zeigt die höchste Abweichung zum Mittelwert des angepassten Ansatzes. Dies bedeutet, dass der Parameter $\alpha_{lbs} = 33$ zu hoch respektive die Bemessungsverbundspannung mit $\tau_{bd} = 3,69 \text{ N/mm}^2$ zu gering angesetzt ist.

Zum Vergleich wird anhand aller durchgeführten Versuchsergebnisse der Beam-End Tests mit GFK1 eine Zielwertsuche von α_{lbs} durchgeführt, bei welcher der Mittelwert = 1,00 entspricht und die Standardabweichung minimal ist. Hierbei zeigt sich, dass bei $\alpha_{lbs} = 29$ bzw. der Bemessungsverbundspannung $\tau_{bd} = 4,20 \text{ N/mm}^2$ die höchste Übereinstimmung ergibt:

Tab. 9.10: Abgleich des Bemessungsansatzes von GFK1.

	$\alpha_{lbs} = 33$ ($\tau_{bd} = 3,69 \text{ N/mm}^2$)	$\alpha_{lbs} = 29$ ($\tau_{bd} = 4,20 \text{ N/mm}^2$)
Mittelwert	1,11	1,00
Standardabweichung	0,064	0,058
Variationskoeffizient	0,057	0,057
Minimum	1,00	0,92

Tab. 9.10 zeigt, dass die Anpassung von α_{lbs} bzw. τ_{bd} der angepasste Bemessungsansatz den Mittelwert der Versuchsergebnisse von GFK1 mit einer höheren Genauigkeit wiedergibt und die Standardabweichung sinkt.

In Abb. 9.5 werden alle Versuchsergebnisse der Beam-End Tests $\tau_{Versuch}$ sowie deren Nachrechnung mit dem angepassten Bemessungsansatz $\tau_{Kalkuliert}$ grafisch gegenübergestellt. Durch das angepasste Bemessungsmodell werden Verbundspannungen $\tau \leq 15 \text{ N/mm}^2$ mit einem hohen Maß (Mittelwert = 1,02 und Standardabweichung = 0,079) an Übereinstimmung berechenbar. Werden höhere Verbundspannungen von $\tau > 15 \text{ N/mm}^2$ infolge einer erhöhten Umschnürung erwartet unterschätzt das angepasste Modell die resultierenden Verbundspannungen (Mittelwert = 1,07 und Standardabweichung = 0,091). Hierbei liegt der verwendete Ansatz auf der sicheren Seite.

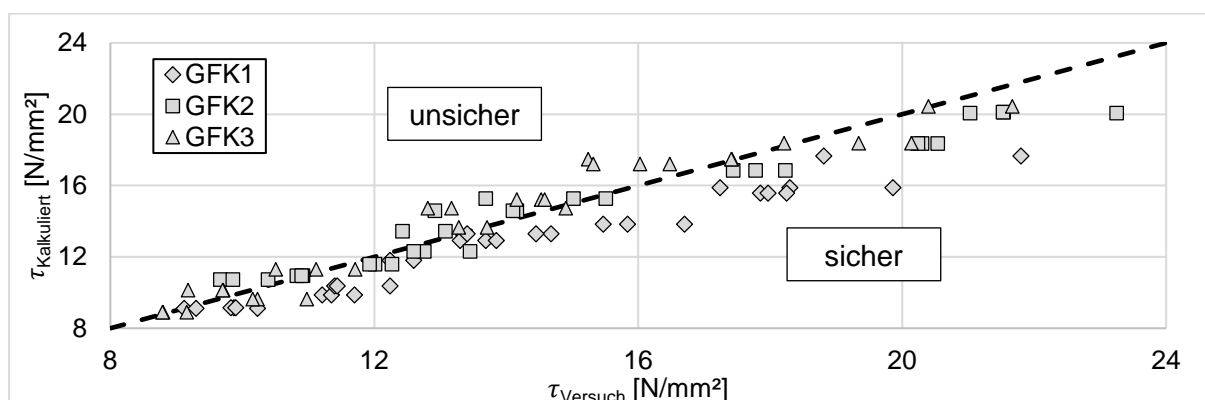


Abb. 9.5: Vergleich zwischen den Versuchsergebnissen der Beam-End Tests und Berechnung mit dem angepassten Bemessungsansatz.

Die Einzelwerte der in Abb. 9.5 gezeigten Gegenüberstellung zwischen Versuchsergebnissen und Berechnung können dem Anhang B.3 entnommen werden.

9.2.5. Angepasste Bemessungsgleichung der Endverankerungslänge l_{bd}

Aus den vorangegangenen Untersuchungen wird die Bemessungsgleichung der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] für FKB wie folgt angepasst:

$$l_{bd} = \alpha_{lbs} \cdot d_s \cdot \left(\frac{25 \text{ N/mm}^2}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{nm,d}} \cdot \frac{\gamma_c}{1,5} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{d_m}{20 \text{ mm}} \right)^{n_d} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot d_s}{c_{d,conf}} \right)^{n_c} \quad (\text{Gl. 9-6})$$

$$c_{d,conf} = c_d + \left(\alpha_{conf} \cdot k_{conf} \cdot \frac{n_l \cdot A_{st}}{n_b \cdot d_s \cdot s_{st}} + 8 \cdot \frac{\sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}} \right) \cdot d_s \leq \alpha_{conf,max} \cdot d_s \quad (\text{Gl. 9-7})$$

Die in der Bemessungsgleichung für glasfaserverstärkte Bewehrung spezifischen Parameter sind für die drei untersuchten Faserkunststoffbewehrungsstäbe in Tab. 10.1 dargestellt:

Tab. 9.11: Stabspezifische Parameter der Bemessungsgleichung der Verankerungslänge.

Bewehrungsstab	α_{lbs}	n_d	n_c	α_{conf}	$\alpha_{conf,max}$
GFK1	33	0,28	0,30	46	7,5
GFK2	28	0,46	0,25	40	14,4
GFK3	30	0,11	0,26	114	15,2

9.3. Bestimmung der Mindestverankerungslänge zur Sicherstellung der Verbundtragfähigkeit über den gesamten Bemessungszeitraum

Mit der im vorherigen Abschnitt angepassten Bemessungsgleichung kann die Endverankerungslänge unter Kurzzeitbeanspruchung bestimmt werden, jedoch werden hierbei keine Effekte infolge Langzeitbeanspruchung berücksichtigt. Um die Tragfähigkeit der Verankerung über den gesamten Bemessungszeitraum sicherzustellen, wird in diesem Abschnitt der Einfluss der Zeit und der Umgebungstemperatur in die Bemessung der Endverankerungslänge eingebracht.

9.3.1. Herleitung der Verbundkriechzahl

Die Einflussparameter Zeit t und Temperatur T auf den Verbundspannungsverlauf $\tau_{(x)}$ werden mit der Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$ berücksichtigt. Hierfür muss wie in Abschnitt 8.2 gezeigt der Exponent β bestimmt werden:

$$\beta = \frac{\log\left(s_{(t_{fail})}/\sqrt{\tau/C}\right)}{\log\left(1 + 10 \cdot \sqrt[3]{\tau_{(t,T)}/C_T}\right)} \quad (\text{Gl. 9-8})$$

Mittels Gl. 9-8 und dem experimentell ermittelten Kurzzeit- und Langzeitverbundverhalten kann der Exponent β temperaturabhängig innerhalb des Prüfbereichs von 23 bis 60°C für GFK2 berechnet werden:

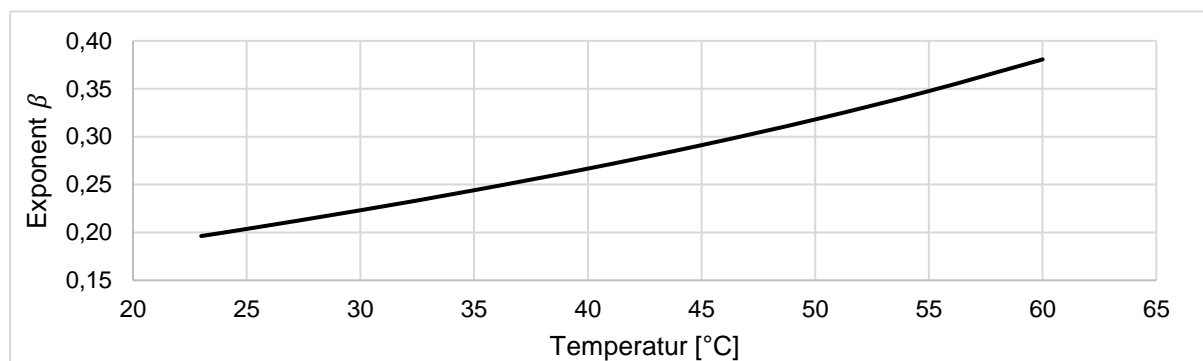


Abb. 9.6: Exponent β der Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$ in Abhängigkeit der Temperatur für GFK2.

Wie Abb. 9.6 zeigt, hat die Temperatur einen exponentiellen Einfluss auf den Exponenten β der Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$. Wodurch sich das Verbundkriechen bei steigender Temperatur progressiv verhält. Der mathematische Zusammenhang zwischen Temperatur T und Exponent β der Verbundkriechzahl $\varphi_{(t,t_0)}$ ist in Gl. 9-9 dargestellt:

$$\beta = 0,13e^{0,0178 \cdot T} \quad (\text{Gl. 9-9})$$

$$23 \leq T [^{\circ}\text{C}] \leq 60$$

Da für GFK1 und GFK3 jeweils die Versuchsergebnisse bei einer Prüftemperatur von 23 und 40°C ausstehen, kann der Exponent β lediglich für eine Temperatur von 60°C bestimmt werden: GFK1 $\beta_{60^\circ\text{C}} = 0,163$ und GFK3 $\beta_{60^\circ\text{C}} = 0,235$.

9.3.2. Ableitung einer zeit- und temperaturabhängigen Verbundfestigkeit im rechnerischen Bruchzustand

Um den Effekt der Alterung in der Bemessung der Verankerungslänge zu berücksichtigen, muss die Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand $\tau_{(T,t)m,GZT}$ zum Zeitpunkt t und der Temperatur T bestimmt werden (siehe Abschnitt 8.2).

Unter Berücksichtigung der zeitlichen Schlupfentwicklung wird die Verbundkriechzahl in das Verbundgesetz $\tau_{(s)}$ formuliert (siehe Abschnitt 4.1.2.7), wodurch das zeitabhängige Verbundgesetz $\tau_{(s,t,T)}$ resultiert (Gl. 7-20).

$$\tau_{(s,t,T)} = C \cdot \left(\frac{s_{(x,t)}}{1 + \varphi_{(t,t_0)}} \right)^\alpha = \frac{C}{(1 + 10 \cdot t_{\tau,T})^{\alpha \cdot \beta}} \cdot s_{(x,t)}^\alpha \quad (\text{Gl. 9-10})$$

Der Bruchzustand ist unabhängig vom Betrachtungszeitraum und gilt unter Kurzzeit- sowie Langzeitbeanspruchung. Analog zur Herleitung der mittleren Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand unter Kurzzeitbeanspruchung (Abschnitt 9.2.2) wird eine zeit- und temperaturabhängige Verbundspannung im rechnerischen Bruchzustand $\tau_{(T,t)m,GZT}$ bestimmt, bei welcher der Bewehrungsstäbe am unbelasteten Stabende einen Schlupf von $s_0 = 0,1 \text{ mm}$ und am belasteten Stabende eine Normalspannung gleich der charakteristischen Zugfestigkeit $\sigma_{sd} = f_{nm,k}$ erreicht.

In Abb. 9.7 werden die Ergebnisse für GFK2 dargestellt. Diese zeigt die Verbundspannung $\tau_{(T,t)m,GZT}$ in Abhängigkeit der Temperatur und einer Bemessungszeit von 1, 5, 10, 50 und 100 Jahren. Die Umrechnung der Betondruckfestigkeit f_{cm} erfolgt wie in Abschnitt 0 mittels des Ausdrucks $(25 \text{ N/mm}^2 / f_{cm})^{0,5}$.

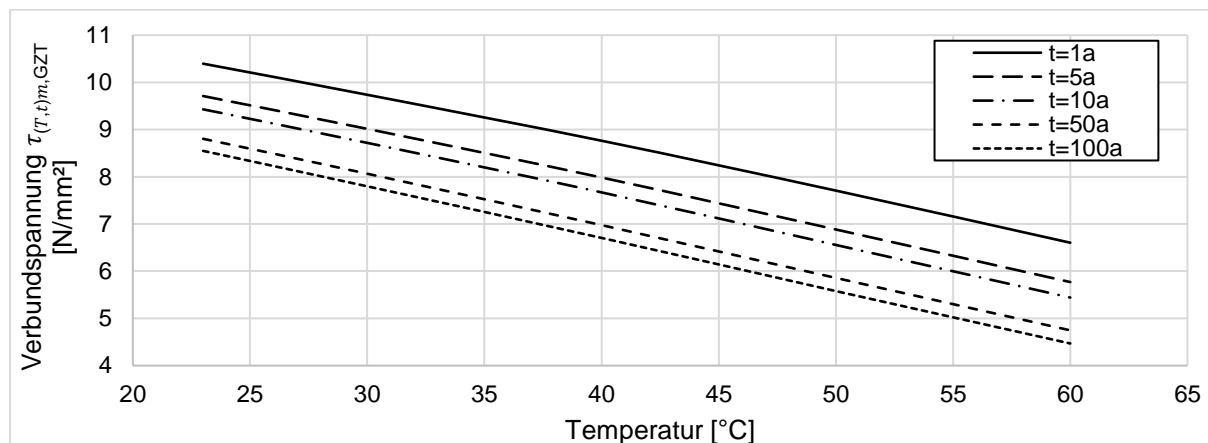


Abb. 9.7: $\tau_{(T,t)m,GZT}$ bei $f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$ von GFK2.

Hierbei zeigt sich, dass die Temperatur einen proportionalen und die Zeit einen regressiven Einfluss auf $\tau_{(T,t)m,GZT}$ hat.

Zur Bemessung muss die Streuung der Versuchsergebnisse berücksichtigt werden. Hierzu wird auf Basis der zeit- und temperaturabhängigen Verbundfestigkeit im Bruchzustand $\tau_{(T,t)m,GZT}$, dem studentischen Beiwert t' und der Strandartabweichung s_R (siehe Abschnitt 4.2.3.4) die charakteristische Verbundspannung $\tau_{(T,t)bk}$ berechnet:

$$\tau_{(T,t)bk} = \tau_{(T,t)m,GZT} - (t' \cdot s_R) \quad (\text{Gl. 9-11})$$

Auf Basis dieser Ergebnisse kann die Verbundfestigkeit $\tau_{(T,t)bk}$ in Abhängigkeit der Temperatur T und die Bemessungszeit t wie folgt beschrieben werden:

$$\tau_{(T,t)bk} = (\alpha_{Tb} \cdot T + \alpha_{tb} \cdot t^{n_t}) \cdot (f_{cm}/25 \text{ N/mm}^2)^{0,5} \quad (\text{Gl. 9-12})$$

für GFK2:

$$\alpha_{Tb} = -0,100$$

$$\alpha_{tb} = 11,873$$

$$n_t = -0,031$$

Mittels der zeit- und temperaturabhängigen charakteristischen Verbundspannung $\tau_{(T,t)bk}$ wird die Mindestverankerungslänge zur Berücksichtigung der Materialalterung bestimmt.

9.3.3. Bestimmung der Mindestverankerungslänge $\alpha_{lbs,min}$ zur Berücksichtigung des Langzeitverbundverhaltens

Die Mindestverankerungslänge beträgt nach [prEN 1992-1-1-D4] $l_{b,min} = 15 \cdot d_s$. Da die Mindestverankerungslänge durch die Berücksichtigung der Schädigung infolge Materialalterung und Kriechen nicht konstant ist, sondern stabspezifisch und abhängig von Temperatur und Zeit, wird der Koeffizient „15“ als minimales Grundmaß der Verankerungslänge $\alpha_{lbs,min}$ definiert. Dieses minimale Grundmaß stellt eine Mindestverankerungslänge sicher, mit welcher der Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht vor dem Bemessungszeitraum durch eine Schädigung infolge Materialalterung und Kriechen überschritten wird. Der Parameter $\alpha_{lbs,min}$ ist stabspezifisch und muss daher individuell bestimmt werden.

$$l_{bd} \geq \alpha_{lbs,min} \cdot d_s \geq 15 \cdot d_s \quad (\text{Gl. 9-13})$$

Unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwerts für nichtmetallische Bewehrung $\gamma_{nm} = 1,3$ [D 45 DAfStb UA]; [Schöck 2018] wird die charakteristische Verbundspannung $\tau_{(T,t)bk}$ auf Bemessungsniveau gebracht $\tau_{bd(T,t)}$.

Hiermit wird $\alpha_{lbs,min}$ unter Verwendung der zu verankernden Normalspannung σ_{sd} , der Temperatur T und dem Bemessungszeitraum t bestimmt:

$$\alpha_{lbs,min} = \frac{\sigma_{sd}}{4 \cdot \tau_{bd(T,t)}} \cdot \left(\frac{d_s}{d_m}\right)^2$$

$$= \frac{\sigma_{sd} \cdot \gamma_{nm}}{\left(4 \cdot (\alpha_{Tb} \cdot T + \alpha_{tb} \cdot t^{n_t}) \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25 \text{ N/mm}^2}\right)^{0,5}\right)} \cdot \left(\frac{d_s}{d_m}\right)^2 \quad (\text{Gl. 9-14})$$

Tab. 9.12 zeigt das minimale Grundmaß der Verankerungslänge $\alpha_{lbs,min}$ von GFK2 für verschiedene Temperaturen und Bemessungszeiträume bei einer Betonfestigkeit von $f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$ und einer Normalspannung der Bewehrung von $\sigma_{sd} = f_{nm,k} = 580 \text{ N/mm}^2$.

Die kursiv geschriebenen Werte für $\alpha_{lbs,min}$ überschreiten den Grenzbereich der Extrapolation (vgl. Abschnitt 7.3.4) und sind daher außerhalb des Geltungsbereichs von [DIN 53768].

Tab. 9.12: $\alpha_{lbs,min}$ für GFK2 bei $f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$ und $\sigma_{sd} = f_{nm,k} = 580 \text{ N/mm}^2$.

Bemessungszeitraum	1a	5a	10a	50a	100a
Temperatur					
23°C	17,2	18,4	18,9	20,3	20,9
30°C	18,3	19,8	20,4	22,1	22,9
40°C	20,4	22,4	23,3	25,6	26,6
50°C	23,2	25,9	27,2	30,5	32,0
60°C	27,1	31,0	32,9	37,7	40,0

Im Vergleich mit dem Mindestwert der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] zeigt sich, dass bei einer Betondruckfestigkeit von $f_{cm} = 25 \text{ N/mm}^2$ der Mindestwert von mit $\alpha_{lbs,min} = 15$ nicht ausreichend ist. Bereits ab einer Umgebungstemperatur von 23°C und einem Belastungszeitraum von 1 a wird dieser Mindestwert überschritten.

9.4. Bemessungsansatz der Endverankerungslänge für FKB

Im Folgenden wird das aus den Abschnitten 9.1, 9.2 und 9.3 bestimmte Bemessungskonzept der Verankerungslänge zusammengefasst:

$$l_{bd} = \alpha_{lbs} \cdot d_s \cdot \left(\frac{25 \text{ N/mm}^2}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{nm,d}} \cdot \frac{\gamma_c}{1,5} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{d_s}{20 \text{ mm}} \right)^{n_d} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot d_s}{c_{d,conf}} \right)^{n_c} \quad (\text{Gl. 9-15})$$

$$\geq l_{bd,min}$$

$$\geq 15 \cdot d_s$$

$$c_{d,conf} = c_d + \left(\alpha_{conf} \cdot k_{conf} \cdot \frac{n_l \cdot A_{st}}{n_b \cdot d_s \cdot s_{st}} + 8 \cdot \frac{\sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}} \right) \cdot d_s \quad (\text{Gl. 9-16})$$

$$c_{d,conf} \leq \alpha_{conf,max} \cdot d_s \quad (\text{Gl. 9-17})$$

$$l_{bd,min} = \alpha_{lbs,min} \cdot d_s = (\alpha_{T,lb} \cdot T + \alpha_{t,lb} \cdot t^{n_t}) \cdot d_s \quad (\text{Gl. 9-18})$$

Wie die durchgeführten Untersuchungen gezeigt haben, existieren Einflüsse auf die Verbundtragfähigkeit, welche material- und geometriespezifisch sind, wodurch diese stabspezifisch sind und experimentell bestimmt werden müssen. Diese stabspezifischen Parameter für die drei geprüften Bewehrungsstäbe sind in Tab. 9.13 aufgelistet.

Tab. 9.13: Stabspezifische Parameter.

Bewehrung	α_{lbs}	n_d	n_c	α_{conf}	$\alpha_{conf,max}$	$\alpha_{T,lb}$	$\alpha_{t,lb}$	n_t
GFK1	33	0,28	0,30	46	7,5	-	-	-
GFK2	28	0,46	0,25	40	14,4	-0,100	11,973	-0,031
GFK3	30	0,11	0,26	114	15,2	-	-	-

9.5. Bemessungsbeispiel

In dem nachfolgenden Bemessungsbeispiel wird die Verankerungslänge einer Endverankerung bemessen. Hierbei soll exemplarisch die Bewehrung GFK2 über einen Bemessungszeitraum von $t = 100 a$ und einer Umgebungstemperatur von $T = 40^\circ C$ sicher verankert werden. Es wird der Stabnennendurchmesser $d_s = 16 mm$ (mittlerer Durchmesser $d_m = 17,1 mm$) und die Betonfestigkeit $f_{ck} = 25 N/mm^2$ verwendet. In diesem Beispiel wird angenommen, dass die zu verankernde Normalspannung $\sigma_{sd} = 400 N/mm^2$ ist und durch vorhandenen Querdruck und Querbewehrung ein Umschnürungseffekt vorliegt, wodurch die äquivalente Betondeckung $c_{d,conf} = 6,0 \cdot d_s$ ist. In Tab. 9.14 sind alle Eingangsparameter aufgelistet.

Tab. 9.14: Eingangsparameter des Bemessungsbeispiels.

Bewehrungsmaterial	GFK2
Bemessungszugfestigkeit¹	$f_{nm,d} = 445 N/mm^2$
Betondruckfestigkeit	$f_{ck} = 25 N/mm^2$
Stabnennendurchmesser	$d_s = 16 mm$
Mittlerer Stabdurchmesser	$d_m = 17,1 mm$
Zu verankernde Normalspannung	$\sigma_{sd} = 400 N/mm^2$
Äquivalente Betondeckung	$c_{d,conf} = 6,0 \cdot d_s$
Umgebungstemperatur	$T = 40^\circ C$
Bemessungszeitraum	$t = 100 a$

¹Annahme vgl. Abschnitt 9.2.

Im ersten Schritt wird auf Basis der genannten Eingabeparameter die Verankerungslänge l_{bd} des Endauflagers bemessen:

$$\begin{aligned}
 l_{bd} &= \alpha_{lbs} \cdot d_s \cdot \left(\frac{25 N/mm^2}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\sigma_{sd} \cdot \gamma_c}{f_{nm,d} \cdot 1,5} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{d_m}{20 mm} \right)^{n_d} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot d_s}{c_{d,conf}} \right)^{n_c} & \text{(Gl. 9-19)} \\
 &= 28 \cdot 16 mm \cdot \left(\frac{25 N/mm^2}{25 N/mm^2} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{400 N/mm^2}{445 N/mm^2} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{17,1 mm}{20 mm} \right)^{0,46} \cdot \left(\frac{1,5}{6,0} \right)^{0,25} \\
 &= 251,2 mm \approx \mathbf{250 mm}
 \end{aligned}$$

Die Bemessung ergibt eine Verankerungslänge von $l_{bd} = 250 mm$, mit welcher die Tragfähigkeit der Endverankerung unter Kurzzeitbeanspruchung sichergestellt ist.

In Abb. 9.8 ist die Endverankerung mit dem Verbundspannungsverlauf über die Verbundlänge zum Zeitpunkt $t = 0$ dargestellt. Der Verbundspannungsverlauf wird mit dem Modell aus Abschnitt 8 berechnet. Hierbei ist zu erkennen, dass die Endverankerungslänge auf Bemessungsniveau lediglich bis zur Hälfte beansprucht wird. Der lastabgewandte Teil wird nicht beansprucht, wodurch am unbelasteten Ende kein Schlupf auftritt $s_0 = 0$.

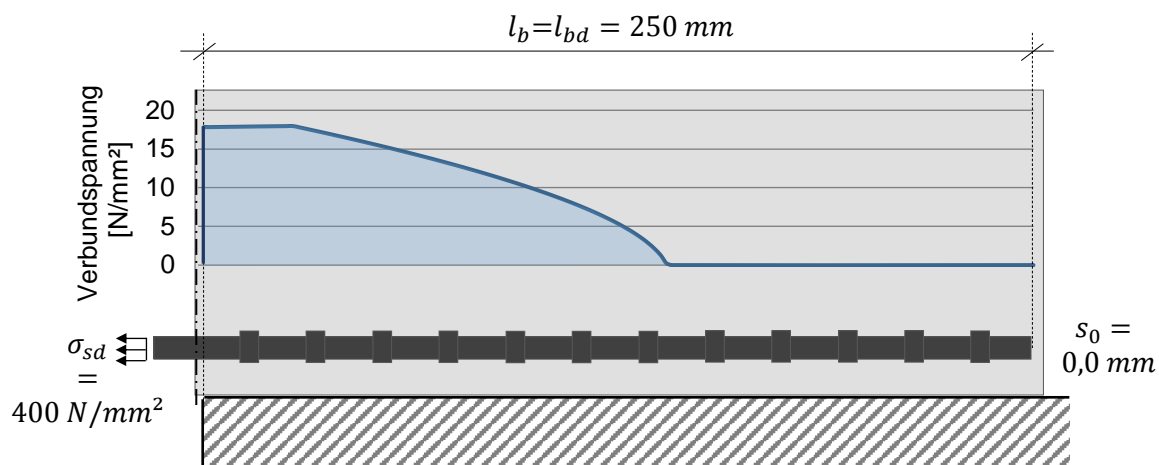


Abb. 9.8: Verbundspannungsverlauf über die Verbundlänge zum Zeitpunkt $t = 0$.

In Abb. 9.9 ist der Verbundspannungsverlauf der beschriebenen Endverankerung nach einer Standzeit von $t = 100$ Jahren dargestellt. Hierbei zeigt sich, dass in Folge des Verbundkriechens im Laufe der Zeit eine Lastumlagerung vom lastzugewandten zum lastabgewandten Bereich stattfindet. Der Schlupf am unbelasteten Stabende steigt nach 100 Jahren auf $s_0 = 0,15 \text{ mm}$, wodurch der definierte Bruchzustand überschritten wird und die Tragfähigkeit damit nicht mehr gegeben ist. Das Überschreiten des definierten Bruchzustands tritt nach 90 Jahren und 36 Tagen ein.

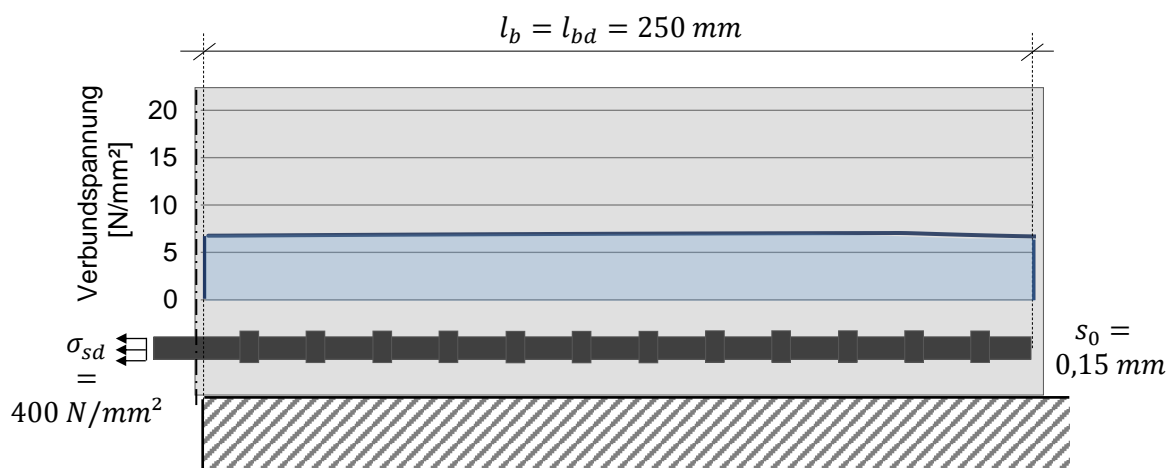


Abb. 9.9: Verbundspannungsverlauf über die Verbundlänge zum Zeitpunkt $t = 100 \text{ a}$.

Um die Tragfähigkeit der Endverankerung über den gesamten Bemessungszeitraum sicherzustellen, muss neben der Endverankerungslänge l_{bd} ebenfalls die Mindestverankerungslänge $l_{bd,min}$ zur Berücksichtigung des zeitabhängigen Verbundverhaltens berechnet werden:

$$\alpha_{l_{bs,min}} = \frac{\sigma_{sd} \cdot \gamma_{nm}}{\left(4 \cdot (\alpha_{Tb} \cdot T + \alpha_{tb} \cdot t^{n_t}) \cdot \left(\frac{f_{cm}}{25 \text{ N/mm}^2}\right)^{0,5}\right)} \cdot \left(\frac{d_s}{d_m}\right)^2$$

$$= \frac{400 \text{ N/mm}^2 \cdot 1,3}{\left(4 \cdot (-0,1 \cdot 40^\circ\text{C} + 11,873 \cdot 100 \text{ a}^{-0,031}) \cdot \left(\frac{25 \text{ N/mm}^2}{25 \text{ N/mm}^2}\right)^{0,5}\right)} \cdot \left(\frac{16 \text{ mm}}{17,1 \text{ mm}}\right)^2 \quad (\text{Gl. 9-20})$$

$$= 18,1$$

$$l_{bd,min} = \alpha_{l_{bs,min}} \cdot d_s$$

$$= 18,1 \cdot 16 \text{ mm} \quad (\text{Gl. 9-21})$$

$$= 289,6 \text{ mm} \approx \mathbf{290 \text{ mm}}$$

Hierbei ergibt sich eine Mindestverankerungslänge von $l_{bd,min} = 290 \text{ mm}$. Da die Mindestverankerungslänge $l_{bd,min}$ größer ist als die Verankerungslänge l_{bd} , zeigt sich bereits rechnerisch, dass infolge der Materialalterung die Verankerungslänge l_{bd} nicht ausreichend ist, um die Tragfähigkeit der Endverankerung über den gesamten Bemessungszeitraum sicherzustellen. Abb. 9.10 zeigt die Endverankerung mit einer Verankerungslänge von $l_b = l_{b,min} = 290 \text{ mm}$ zum Zeitpunkt $t = 100 \text{ Jahre}$. Durch die erhöhte Verankerungslänge wird die eingeleitete Kraft über eine größere Fläche verteilt, wodurch geringe mittlere Verbundspannung resultiert. Hierdurch erreicht der Schlupf nach 100 Jahren einen Wert von $s_0 = 0,006 \text{ mm}$, womit der rechnerische Bruchzustand nicht erreicht wird und die Tragfähigkeit der Endverankerung über die gesamte Bemessungszeit sichergestellt ist.

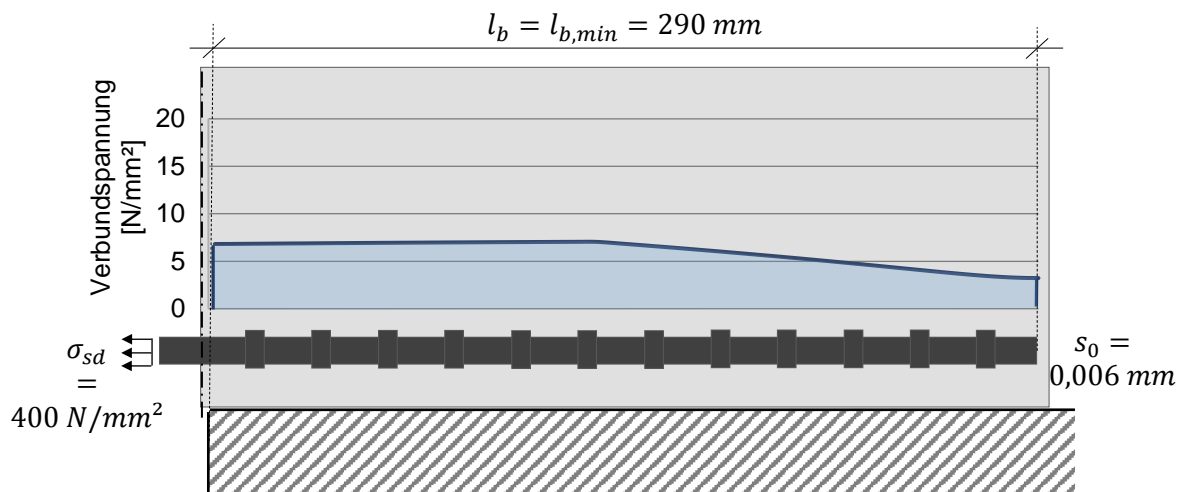


Abb. 9.10: Verbundspannungsverlauf über die Verbundlänge zum Zeitpunkt $t = 100 \text{ a}$ unter Berücksichtigung der Mindestverankerungslänge.

10. Fazit und Ausblick

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wird das Verbundverhalten von Bewehrungsstäben aus glasfaserverstärktem Kunststoff untersucht. Hierzu werden sowohl Kurzzeit- als auch Langzeitverbundversuche durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass Faserkunststoffbewehrungsstäbe und Betonstahl voneinander abweichende Materialcharakteristiken aufweisen, welche das Verbundverhalten und somit auch die Tragfähigkeit der Verankerung beeinflussen. Um die Tragfähigkeit von Endverankerungen über den gesamten Bemessungsraum sicherzustellen, wird der Bemessungsansatz der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] für Faserkunststoffbewehrungsstäbe angepasst.

Die Kurzzeitverbunduntersuchungen zeigen, dass aufgrund des geringen E-Moduls und der variierenden Oberflächenprofilierung Faserkunststoffbewehrungsstäbe zu einer erhöhten Spaltwirkung tendieren. In den eigenen Versuchen werden Bemessungsverbundspannungen für Faserkunststoffbewehrungsstäbe in Höhe von $\tau_{bd} = 3,7 - 4,5 \text{ N/mm}^2$ bestimmt. Diese stellen eine Überbeanspruchung des Verbunds unter ungünstigen Randbedingungen sicher. Hieraus ergeben sich Verankerungslängen von bis zu $l_{bd} = 28 - 33 \cdot d_s$. Des Weiteren wird der Einfluss der Betonfestigkeit, der Betondeckung, des Stabdurchmessers, der Verankerungslänge, der Querbewehrung sowie des Querdrucks auf die Verbundtragfähigkeit untersucht. Es zeigt sich, dass der Einfluss der Betondeckung, des Stabdurchmessers, der Querbewehrung sowie des Querdrucks stabspezifisch sind und unzureichend mit dem Bemessungsansatz der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] beschrieben werden. Diese vier Parameter zeigen in den Untersuchungen folgenden Einfluss auf die Verbundtragfähigkeit:

- Erhöhung der Betondeckung von 16 ($1,5 d_s$) auf 32 mm ($2,0 d_s$): +19 bis +23 %
- Reduzierung des Stabdurchmessers von 20 auf 12 mm: +8 bis +33 %
- Erhöhung des Querbewehrungsgrades von 0,0 auf 1,0: +18 bis +36 %
- Erhöhung des Querdrucks von indirekter zu direkter Lagerung: +24 bis +45 %

Bei günstigen Randbedingungen wie einer hohen Betonfestigkeit, guten Verbundbedingungen und einer maximalen Umschnürung, kann für die geprüften Faserkunststoffbewehrungsstäbe die Verankerungslänge auf $l_{bd} = 7 - 8 \cdot d_s$ reduziert werden.

Faserkunststoffbewehrungsstäbe gelten oft als korrosionsfrei. Da es sich bei glasfaserverstärkten Kunststoffen um keinen metallischen Werkstoff handelt, rostet diese Bewehrung zwar nicht, jedoch werden unter bestimmten Umwelteinflüssen auch die beiden Komponenten Glas und Kunststoff mit der Zeit geschädigt. Diese Alterung von Glas und Kunststoff führt ebenfalls wie die Korrosion metallischer Werkstoffe zu einer messbaren

Degradation der Festigkeiten. Im Gegensatz zum Langzeitzugtragverhalten sind in der Literatur kaum Informationen zum Langzeitverbundtragverhalten zu finden. In der internationalen Normierung [CSA-S806-10]; [ACI 440.3R-12] wird zwar das Langzeitzugverhalten von FKB berücksichtigt und quantifiziert, jedoch nicht das Langzeitverbundtragverhalten. Da das Trag- und Verformungsverhalten von Betonbauteilen nicht nur vom Langzeitzugverhalten, sondern auch durch das Langzeitverbundverhalten beeinflusst wird, ist dessen Einfluss auf die Tragfähigkeit der Verankerung zu untersuchen. Da Betonstahl keiner Materialalterung unterliegt, wird dieser Effekt im Bemessungsansatz der Verankerungslänge nach [prEN 1992-1-1-D4] nicht berücksichtigt. Aus diesem Grund wird der Bemessungsansatz modifiziert, um sicherzustellen, dass die Alterung der Oberflächenprofilierung nicht zu einer Überschreitung des Grenzzustands der Tragfähigkeit innerhalb des Bemessungszeitraums führt.

Um das Langzeitverbundverhalten zu quantifizieren, werden Standzeit-Verbundversuche unter Dauerlast und den Expositionen Betonalkalität, Feuchte und erhöhter Temperatur durchgeführt. Durch dieses aggressive Milieu findet ein Zersetzungsprozess der Oberflächenprofilierung statt, welcher den Verbund von FKB und Beton mit der Zeit löst. Die experimentellen Untersuchungen haben hierbei ergeben, dass nach einer Prüfzeit von $t = 1.000 h$ und einer Prüftemperatur $T = 60^\circ C$ die aufnehmbare Verbundspannung der Faserkunststoffbewehrungsstäbe auf ein Niveau von 47 – 70 % der Kurzzeitverbundfestigkeit sinkt. Bei einer Extrapolation dieser Ergebnisse auf $t = 100$ Jahre ergibt dies eine aufnehmbare Verbundspannung bei $T = 60^\circ C$ von 26 – 48 % der Kurzzeitverbundfestigkeit.

Auf Basis der Ergebnisse der Kurzzeit- und Langzeituntersuchungen wird die Bemessungsgleichung nach [prEN 1992-1-1-D4] für FKB angepasst. Gl. 10-1, Gl. 10-2 und Gl. 10-3 zeigen den modifizierten Bemessungsansatz der Verankerungslänge. Hierbei sind die Parameter des Stabdurchmessers n_d , der Betondeckung n_c , der Querbewehrung α_{conf} , der maximalen Umschnürung $\alpha_{conf,max}$ sowie die Materialalterung $\alpha_{T,lb}$, $\alpha_{t,lb}$ und n_t stabspezifisch. Diese Parameter werden im Rahmen dieses Projektes für drei unterschiedliche Faserkunststoffbewehrungsstäbe abgeleitet (Tab. 10.1).

$$l_{bd} = \alpha_{lbs} \cdot d_s \cdot \left(\frac{25 \text{ N/mm}^2}{f_{ck}} \right)^{\frac{1}{2}} \cdot \left(\frac{\sigma_{sd}}{f_{nm,d}} \cdot \frac{\gamma_c}{1,5} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot \left(\frac{d_s}{20 \text{ mm}} \right)^{n_d} \cdot \left(\frac{1,5 \cdot d_s}{c_{d,conf}} \right)^{n_c} \quad (\text{Gl. 10-1})$$

$$\geq \alpha_{lbs,min} \cdot d_s = (\alpha_{T,lb} \cdot T + \alpha_{t,lb} \cdot t^{n_t}) \cdot d_s$$

$$\geq 15 \cdot d_s$$

$$c_{d,conf} = c_d + \left(\alpha_{conf} \cdot k_{conf} \cdot \frac{n_l \cdot A_{st}}{n_b \cdot d_s \cdot s_{st}} + 8 \cdot \frac{\sigma_{ctd}}{\sqrt{f_{ck}}} \right) \cdot d_s \quad (\text{Gl. 10-2})$$

$$c_{d,conf} \leq \alpha_{conf,max} \cdot d_s \quad (\text{Gl. 10-3})$$

Tab. 10.1: Stabspezifische Parameter.

Bewehrungsstab	α_{lbs}	n_d	n_c	α_{conf}	$\alpha_{conf,max}$	$\alpha_{T,lb}$	$\alpha_{t,lb}$	n_t
GFK1	33	0,28	0,30	46	7,5	-	-	-
GFK2	28	0,46	0,25	40	14,4	-0,100	11,973	-0,031
GFK3	30	0,11	0,26	114	15,2	-	-	-

Weiterer Forschungsbedarf hinsichtlich der Tragfähigkeit der Endverankerung besteht bei der Mindestbetondeckung sowie der Erarbeitung von FKB-Expositionsklassen.

Die Ergebnisse der Kurzzeitversuche haben die erhöhte Spaltwirkung der FKB deutlich gemacht. Das geringe E-Modul sorgt zwar für eine reduzierte Lasteinleitung, jedoch führt dies auch zu einer erhöhten Verbundspannungskonzentration am Lasteinleitungsbereich. Abb. 10.1 zeigt den Verbundspannungsverlauf einer FKB (GFK2) und Betonstahl (Verbundgesetz nach [Model Code 1990]) über eine Verbundlänge von 290 mm (vgl. Abschnitt 9.4). Die zu verankernde Normalspannung der Bewehrung beträgt hierbei $\sigma_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$, wodurch beide Bewehrungen eine mittlere Verbundspannung von $\tau_m = 6,0 \text{ N/mm}^2$ aufweisen. Durch die volle Beanspruchung der Verbundlänge durch Betonstahl resultiert eine maximale lokale Verbundspannung von ca. $11,5 \text{ N/mm}^2$. Die FKB leitet dieselbe Kraft über eine Länge von 140 mm ein, wodurch die berechnete Verbundlänge nicht vollständig ausgenutzt wird und eine maximale lokale Verbundspannung von ca. $18,0 \text{ N/mm}^2$ resultiert. Trotz gleicher mittlerer Verbundspannung weichen die gezeigten Verbundspannungsverläufe deutlich voneinander ab, wodurch die FKB bei gleicher mittlerer Verbundspannung, zu einer erhöhten Spaltwirkung führt. Ohne eine ausreichende Umschnürung besteht die Gefahr des Spaltens der Betondeckung. Eine Erhöhung der Verbundlänge kann dies nicht verhindern. Um das Spalten auszuschließen, muss die Mindestbetondeckung für Faserkunststoffbewehrungsstäbe gegenüber Betonstahl erhöht werden.

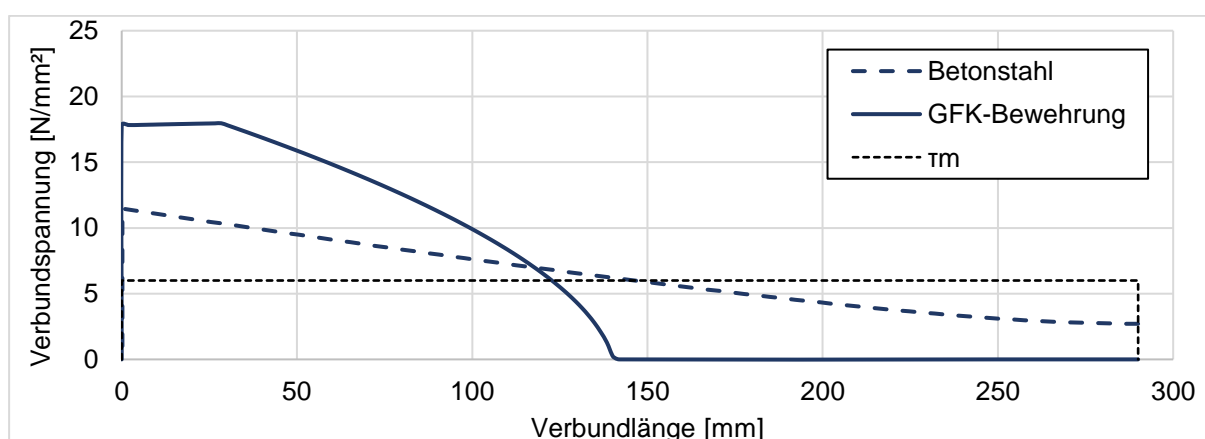


Abb. 10.1: Rechnerische Verbundspannungsverteilung einer FKB und Betonstahl.

Mittels der durchgeführten Langzeitverbunduntersuchungen wird das zeitabhängige Verbundverhalten unter einer kombinierten Beanspruchung aus Dauerbelastung und den Umwelteinflüssen Betonalkalität, Feuchte und erhöhte Temperatur bestimmt. Die hieraus resultierenden Abminderungen beschreiben somit die Schädigung des Verbundes unter einer

ständigen Einwirkung der Belastung sowie der genannten Umwelteinflüsse. Da jedoch sowohl die Belastung als auch die Umwelteinwirkungen im Laufe der Zeit nicht ständig wirken, liegt die Bemessung mit den abgeleiteten Parametern des Langzeitverbundverhaltens auf der sicher liegenden Seite. Um die Wirtschaftlichkeit der Bemessung zu steigern und damit eine Analogie zu dem Bemessungskonzept von Stahlbeton zu schaffen, müssen die einzelnen Umwelteinflüsse separat untersucht werden. Auf Basis dieser Daten könnten FKB-Expositionsklassen abgeleitet werden, welche dem Planer eine sichere und wirtschaftliche Bemessung ermöglichen.

A. Literatur

- Abrishami 1996*
Abrishami, H.; Mitchell, D.: *Influence of Splitting Cracks on Tension Stiffening*, 1996.
- Achereiner 2013*
Achereiner, Frédéric; Engelsing, Kurt; Bastian, Martin; Heidemeyer, Peter: Accelerated creep testing of polymers using the stepped isothermal method, in: *Polymer Testing Vol. 32*, 2013.
- Achillides 1998*
Achillides, Zenon: *Bond behaviour of FRP bars in concrete*, 1998.
- ACI 408R-03*
ACI 408R-03: *Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension*, 2003.
- ACI 440.3R-12*
ACI 440.3R-12: *Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete and masonry structures*, 2012.
- Alvarez 1998*
Alvarez, Manuel: *Einfluss des Verbundverhaltens auf das Verformungsvermögen von Stahlbeton*, 1998.
- ACI408: bond database*
American Concrete Institute: *ACI 408: bond database*.
- ASTM A944-10*
ASTM A944-10: *Standard Test Method for Comparing Bond Strength of Steel Reinforcing Bars to Concrete Using Beam-End Specimens*, 2015.
- Baus 1968*
Baus, R.; Cluade, G.: Essai de synthèse bibliographique des connaissances sur le mécanisme de l'adhérence et des ancrages, in: *Comité Européen du Béton, 1968 (Bulletin 66), Aciers - Adhérence - Ancrages*, 1968.
- Benedix 2011*
Benedix, Roland: *Bauchemie*, Wiesbaden, Vieweg+Teubner Verlag / Springer Fachmedien Wiesbaden, 2011.
- Benmokrane 1996*
Benmokrane, B.; Tighiouart, B.; Chaallal, O.: Bond strength and load distribution of composites GFRP reinforcing bars in concrete, in: *ACI Mater*, 1996.
- Beton-Kalender 2020*
Bergmeister, Konrad: *Beton-Kalender 2020*, Wilhelm Ernst & Sohn Verlag für Architektur und Technische.
- Bies 2019*
Bies, Nora; Keller, Mona Lisa; Pahn, Matthais: Degradation Behaviour of GFRP Bars in Highly Alkaline Watersaturated Concrete under Sustained Load, in: *Proceedings of the 9th Biennial Conference on ACIC-19*, 2019.

- Bonzel 1972*
Bonzel, Justus; Bub, Heinrich; Funk, Peter: *Erläuterungen zu den Stahlbetonbestimmungen: Band I - DIN 1045*, Berlin, Ernst, 1972. 3433005907.
- Cairns 2009*
Cairns, J.; Plizzari, G.: Do we need a standard test for bond?, in: *Proceeding Bond in Concrete - from research to standards*, 2002.
- CEB Bulletin 104*
Comité Européen du Béton (CEB), H. Bulletin d'Information No. 104: *Aciers – Adhérence – Ancrages: Caractères exigentiels des aciers – Rapports et Comptes-rendus*, 1974.
- Cosenza 1997*
Cosenza, E.; Manfredi, G.; Realfonzo, R.: Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete, in: *Journal of Composites for Construction*, 1997, H. 40.
- Cosenza 1995*
Cosenza, E.; Manfredi, R.; Realfonzo, R.: Analytical modelling of bond between FRP reinforcing bars and concrete, in: *L. Taerwe (Ed.), Nonmetallic (FRP) reinforcement for concrete structures*, E & FN Spon, London, 1995.
- CSA-S806-10*
CSA-S806-10: *Design and Construction of Building Components with Fiber-Reinforced Polymers*, 2010.
- D 45 DAfStb UA*
Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: *D 45 DAfStb UA Nichtmetallische Bewehrung*, Dezember 2019.
- DIN 488*
DIN 488: *Betonstahl*, 1984.
- DIN 488-2*
DIN 488-2: *Betonstahl - Betonstabstahl: Maße und Gewichte*, 1984.
- DIN 53768*
DIN 53768: *Extrapolationsverfahren für die Bestimmung des Langzeitversagensverhaltens von glasfaserverstärkten Kunststoffen (GFK)*, 1990.
- DIN EN 12390*
DIN EN 12390: *Prüfung von Festbeton*, Berlin, Beuth, 2012.
- DIN EN 1992-1-1*
DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Beuth, 2011.
- DIN EN 1992-1-1*
DIN EN 1992-1-1: *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Beuth, 2011.
- DIN EN 1992-1-1/NA*
DIN EN 1992-1-1/NA: *Nationaler Anhang Eurocode 2:*

- Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Beuth, 2011.
- DIN EN ISO 4788*
- DIN EN ISO 4788: *Laborgeräte aus Glas - Messzylinder und Mischzylinder*, Beuth, 2005.
- DAfStb Heft 533*
- Donaubauer, U.; Krüger, W.; Mertzsch, O.; Zilch, K.: *DAfStb Heft 533*, 2006.
- Eckfeldt 2005*
- Eckfeldt, Lars: *Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen*, Dresden, 2005.
- Ehrenstein 2006*
- Ehrenstein, Gottfried Wilhelm: *Faserverbund-Kunststoffe*, München, Carl Hanser Verlag GmbH & Co. KG, 2006. 9783446227163.
- Eligehausen 1983*
- Eligehausen, Rolf; Popov, Egor; Bertero, Vitelmo: *Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations*, Kalifornien, University of California, 1983.
- fib TG 4.5*
- Fédération Interantional du Béton (FIB): *fib TG 4.5: Bond test database*.
- Model Code 1990*
- Fédération Interantional du Béton (FIB): *Model Code 1990*, 1993.
- Model Code 2010*
- Fédération Interantional du Béton (FIB): *Model Code 2010*, 2010.
- Flore 2017*
- Flore, Dominik: *Experimentelle Untersuchung und Modellierung des Experimentelle Untersuchung und Modellierung des Schädigungsverhaltens faserverstärkter Kunststoffe unter thermomechanischer Langzeitbeanspruchung*, 2017.
- Flore 2017*
- Flore, Dominik: *Experimentelle Untersuchung und Modellierung des Experimentelle Untersuchung und Modellierung des Schädigungsverhaltens faserverstärkter Kunststoffe unter thermomechanischer Langzeitbeanspruchung*, 2017.
- DAfStb Heft 268*
- Franke, Lutz: *DAfStb Heft 268*, 1976.
- Franke 1976*
- Franke, Lutz: *DAfStb Heft 268: Einfluß der Belastungsdauer auf das Verbundverhalten von Stahl in Beton (Verbundkriechen)*, 1976.
- Füllsack-Köditz 2004*
- Füllsack-Köditz, Raimo: *Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen*, IKI; Univ.-Verl., Weimar, Weimar, 2004.

- Hegger 2018
Hegger, Josef; Schöning, Janna: *Bemessungs- und Konstruktionsregeln bei großen Stabdurchmessern und hohen Bewehrungsgraden*, 2018.
- Idda 1999
Idda, K.: *Verbundverhalten von Betonrippenstählen bei Querkzug*, 1999.
- fib Bulletin 72
International Federation for Structural Concrete: *fib Bulletin 72: Bond and anchorage of embedded reinforcement*, Lausanne, International Federation for Structural Concrete.
- ISO 10406-1
ISO 10406-1: *Fibre-reinforced polymer (FRP) reinforcement of concrete — Test methods — Part 1: FRP bars and grids*, 2008.
- Joannie 2001
Joannie, Chin; Khaled, Aouadi; Michael, Haight; William, Hughes; Tinh, Nguyen: *Effects of Water, Salt Solution and Simulated Concrete Pore Solution on the Properties of Composite Matrix Resins Used in Civil Engineering Applications*, 2001.
- Keller 2017
Keller, Mona Lisa; Pahn, Matthias; Kopietz, Mark; Wetzel, Bernd: Long-term-performance of Loaded GFRP Bars in Alkaline Environment, in: *Proceedings of the 8th Biennial Conference on ACIC-17*, 2017.
- Kränkel 2017
Kränkel, Thomas: *Ein rheologischer Modellansatz zur Prognose des Langzeitverhaltens von Verbunddübeln*, 2017.
- Lindorf 2010
Lindorf, Alexander: Woher kommen die Bemessungswerte der Verbundspannung?, in: *Beton- und Stahlbetonbau*, 2010, H. Heft 1.
- Lindorf 2011
Lindorf, Alexander: *Ermüdung des Verbundes von Stahlbeton unter Querkzug*, Univ.-Verl., Dresden, 2011.
- Malvar 1994
Malvar, L. J.: *Bond stress-slip characteristics of FRP Rebars*, 1994.
- DAfStb Heft 488
Manfred Curbach et al.: *DAfStb Heft 488*, 1998.
- DAfStb Heft 228
Martin, Horst: *DAfStb Heft 228*, 1982.
- Martin 1984
Martin, Horst: *Einfluß der Betonzusammensetzung auf das Verbundverhalten von Bewehrungsstählen*, Ernst & Sohn, 1984.
- DAfStb Heft 319
Martin, Horst; Noakowski, Piotr: *Verbundverhalten von Betonstählen*, Berlin, Ernst, 1981. 3433009007.

- Niewels 2008*
Niewels, Jörg: *Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung*, Univ.-Verl., Aachen, 2008.
- Noakowski 1985*
Noakowski, Piotr: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite., in: *Beton- und Stahlbetonbau 80*, 1985.
- prEN 1992-1-1-D4*
prEN 1992-1-1-D4: *Working Draft Eurocode 2*, Oktober 2019.
- Pritschow 2016*
Pritschow, Andreas: *Zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in Bauteilen aus ultrahochfestem Beton*, Univ.-Verl., Stuttgart, 2016.
- Puhani 2020*
Puhani, Josef: *Statistik*, Wiesbaden, [Heidelberg], Springer Gabler, 2020. 978-3-658-28954-6.
- Radhouane 2011*
Radhouane, Masmoudi; Abdelmonem, Masmoudi; Mongi, Ben Ouezdou; Atef, Daoud: Long-term bond performance of GFRP bars in concrete under temperature ranging from 20 C to 80 C, in: *Construction and Building Materials*, 2011, H. Vol. 25.
- DAfStb Heft 138*
Rehm, Gallus: *DAfStb Heft 138*, Berlin, Ernst, 1961.
- RILEM RC 6*
RILEM RC 6: *Bond test for reinforcement steel*, 1994.
- Ritter 2013*
Ritter, Laura: *Der Einfluss von Querkzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl*, Univ.-Verl., Aachen, 2013.
- Robert 2010*
Robert, Mathieu; Benmokrane, Brahim: Effect of aging on bond of GFRP bars embedded in concrete, in: *Cement & Concrete Composites 32*, 2010.
- Robins 1984*
Robins, P.; Standish, I.: The influence of lateral pressure upon anchorage bond, in: *Magazine of Concrete Research 36*, 1984.
- Rohling 1987*
Rohling, Annette: *Zum Einfluß des Verbundkriechens auf die Rißbreitenentwicklung sowie auf die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen*, Braunschweig, Inst. für Baustoffe Massivbau u. Brandschutz d. Techn. Univ, 1987. 3-89288-024-7.
- Rossetti 1995*
Rossetti, V. A.; Galeota, D.; Giammatteo, M. M.: Local bond stress-slip relationships of glass fibre reinforced plastic bars embedded in concrete, in: *MAterials and Structures*, 1995, H. Vol. 28.
- Rüsch 1957*
Rüsch, H.; Rehm, G.: Notes on crack spacing in members subjected to bending, in: *RILEM: Symposium on bond and crack formation in reinforced concrete*, 1957, H. Vol. 2.

- Schenkel 1998
Schenkel, Markus: *Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung*, Zürich, 1998.
- Schmidt-Thör 1987
Schmidt-Thör, G.: *Verbundverhalten von Rippenstählen in Beton unter besonderer Berücksichtigung einer einachsigen Querpressung*, 1987.
- Schöck 2018
Schöck Bauteile GmbH: *Technische Informationen: Schöck Combar*, 2018.
- Schoening 2018
Schoening, Janna Caroline: *Anchorage and laps in reinforced concrete members under monotonic loading*, 2018. 978-3-939051-34-3.
- Schürmann 2007
Schürmann, Helmut: *Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden*, Berlin, Heidelberg, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2007. 9783540721895.
- Tepfers 2006
Tepfers, Ralejs: Bond clause proposals for FRP bars/rods in concrete based on CEB/FIP Model Code 90, in: *Structural Concrete*.
- Vandewalle 1992
Vandewalle, Lucie: *Theoretical prediction of the ultimate bond strength between a reinforcement bar and concrete*, 1992.
- Watstein 1941
Watstein, David: *ACI Journal* 38, 1941.
- Weber 2018
Weber, André: *Prüfkonzepte für Bewehrungsmaterialien mit zeitabhängigen Widerständen*, 2018.
- Wildermuth 2013
Wildermuth, Anke: *Untersuchungen zum Verbundverhalten von Bewehrungsstäben mittels vereinfachter Versuchskörper*, Berlin, Beuth, 2013. 9783410652519.
- Xiaoshan 2014
Xiaoshan, L.; Zhang, Y. X.: Evaluation of bond stress-slip models for FRP reinforcing bars in concrete, in: *Composite Structures* 2014, H. 107.
- Zilch 2010
Zilch, Konrad; Zehetmaier, Gerhard: *Bemessung im konstruktiven Betonbau*, Berlin, Heidelberg, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2010. 9783540706373.

B. Anhang

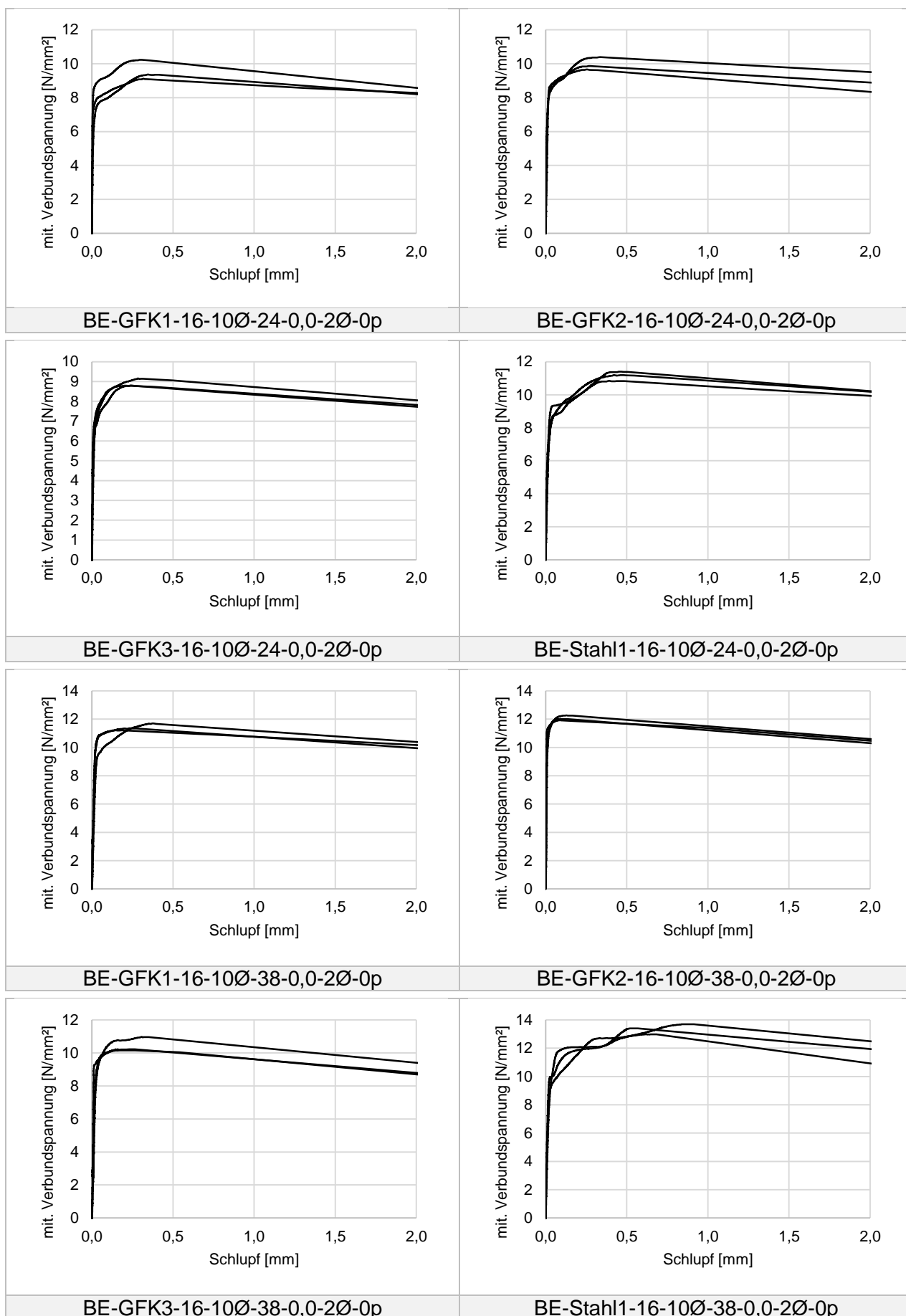
B.1. Betonfestigkeiten

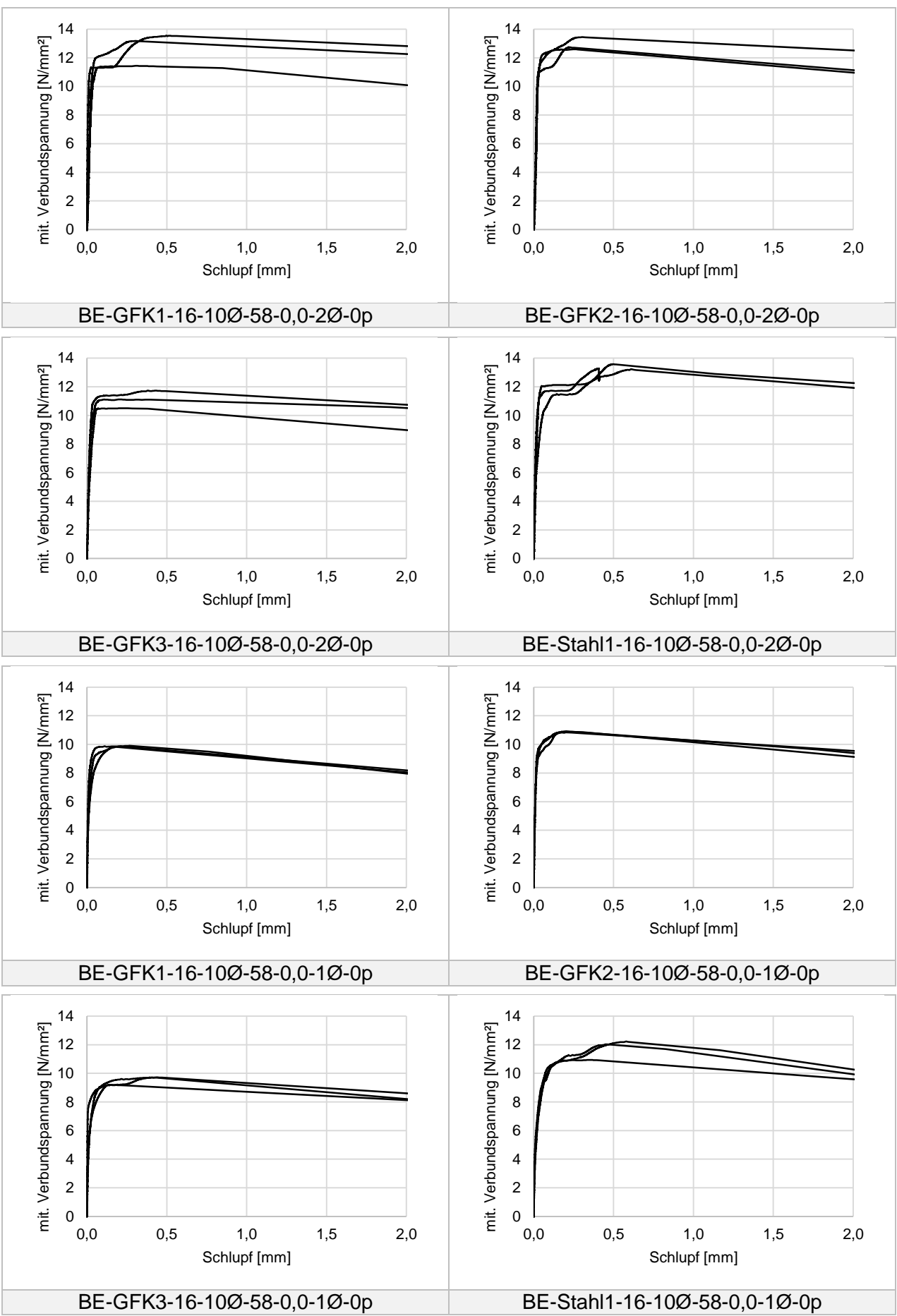
Charge	Würfeldruckfestigkeit $f_{c,cube}$ [N/mm ²]	Spaltzugfestigkeit $f_{ct,sp}$ [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
C1	73,5	4,05	32.600
	69,9	4,20	31.100
	75,8	4,80	29.900
	67,6	-	-
	69,9	-	-
Mittelwert	<u>71,5</u>	<u>4,4</u>	<u>31.182</u>
C2	28,3	2,60	-
	29,4	2,50	-
	28,6	3,00	-
	30,5	-	-
	27,5	-	-
Mittelwert	<u>29,0</u>	<u>2,7</u>	-
C3	45,8	3,49	-
	46,6	3,22	-
	47,3	3,29	-
Mittelwert	<u>46,6</u>	<u>3,2</u>	-
C4	65,9	4,60	-
	66,5	4,30	-
	70,7	4,20	-
	67,7	-	-
	67,6	-	-
Mittelwert	<u>67,7</u>	<u>4,4</u>	-
C5	66,4	4,05	30.100
	64,2	2,95	28.200
	65,3	4,60	29.200
	71,3	-	-
	67,3	-	-
Mittelwert	<u>67,0</u>	<u>3,9</u>	-
C6	67,5	3,90	-
	68,0	4,00	-
	64,0	-	-
	65,2	-	-
	70,3	-	-
Mittelwert	<u>64,0</u>	<u>3,4</u>	-
C7	64,7	4,20	28.000
	62,0	3,90	28.900
	64,6	4,15	28.900
	62,8	-	-
	66,4	-	-
Mittelwert	<u>64,0</u>	<u>4,1</u>	<u>28.582</u>
C8	57,2	4,35	-
	55,6	3,65	-
	63,9	3,55	-
	62,5	-	-
	65,3	-	-
Mittelwert	<u>61,0</u>	<u>3,9</u>	-
C9	62,6	4,20	30.900
	62,0	3,55	27.500

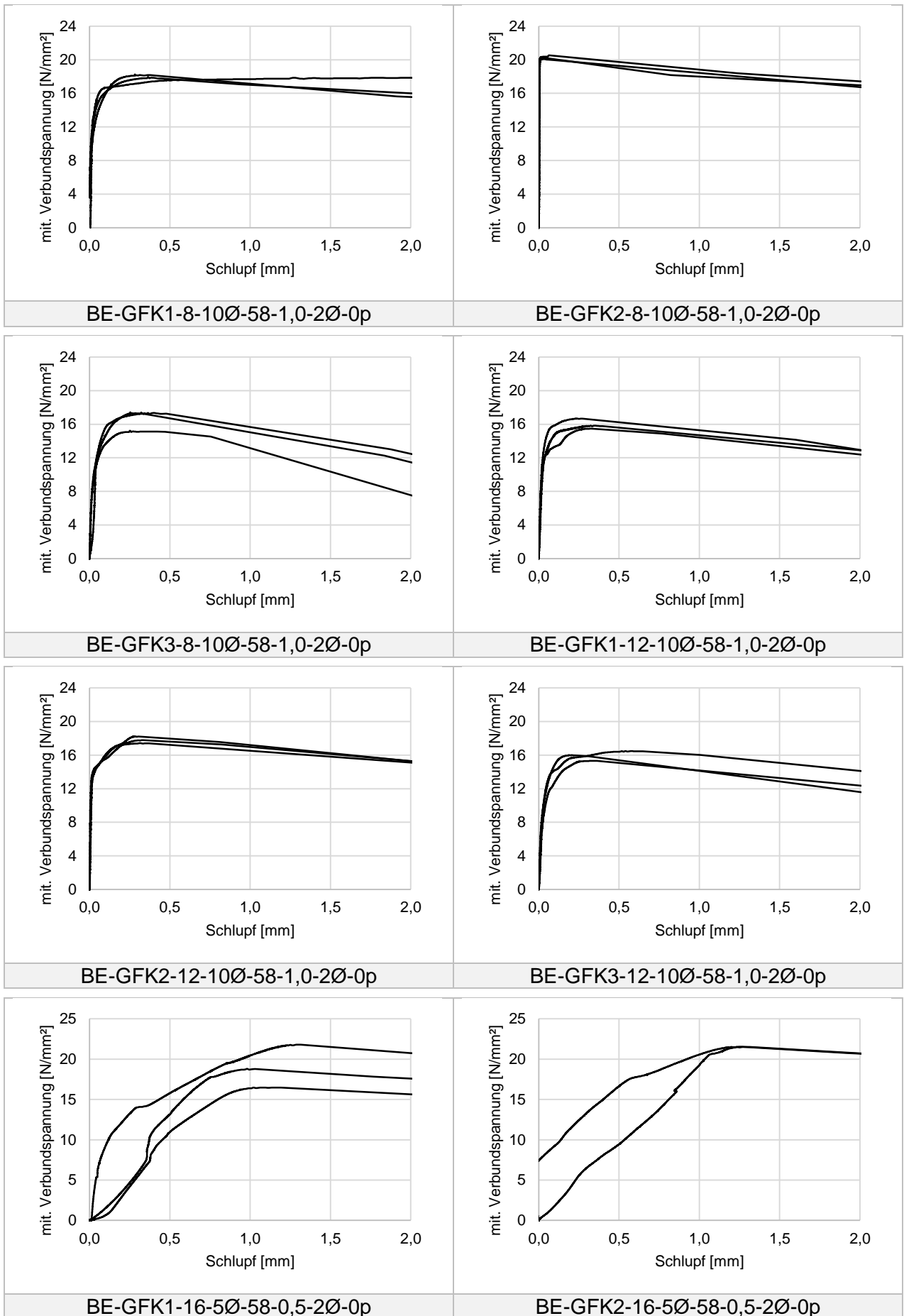
	61,7	4,05	28.900
	63,5	-	-
	61,6	-	-
Mittelwert	<u>62,5</u>	<u>3,9</u>	<u>29.900</u>
C10	59,8	3,70	28.700
	58,1	3,75	28.000
	59,7	4,00	26.700
	58,1	-	-
Mittelwert	<u>59,0</u>	<u>3,8</u>	<u>27.800</u>
C11	66,2	3,95	29.600
	67,4	4,95	29.900
	66,8	3,90	30.200
	65,0	-	-
	64,1	-	-
	68,6	-	-
Mittelwert	<u>66,5</u>	<u>4,3</u>	<u>29.946</u>
C12	65,8	3,80	28.600
	66,0	3,90	28.300
	65,4	3,75	29.300
	65,3	-	-
	63,5	-	-
	62,5	-	-
Mittelwert	<u>65,0</u>	<u>3,8</u>	<u>28.736</u>
C13	66,4	4,05	30.100
	64,2	2,95	28.200
	65,3	4,60	29.200
	71,3	-	-
	67,3	-	-
Mittelwert	<u>67,0</u>	<u>3,9</u>	<u>29.147</u>
C14	67,2	3,45	30.000
	69,5	3,50	28.500
	68,5	2,85	28.700
	69,9	-	-
	63,5	-	-
Mittelwert	<u>67,5</u>	<u>3,3</u>	<u>29.073</u>
C15	72,8	3,45	29.300
	69,7	3,15	29.000
	70,9	3,50	29.000
Mittelwert	<u>71,0</u>	<u>3,4</u>	<u>29.091</u>
C16	65,8	3,75	29.500
	66,3	4,30	30.000
	66,4	4,00	30.000
	68,7	-	-
	67,5	-	-
Mittelwert	<u>67,0</u>	<u>4,0</u>	<u>29.822</u>
C17	61,9	3,65	27.800
	66,6	3,60	27.600
	59,2	3,95	27.700
	64,5	-	-
	65,4	-	-
Mittelwert	<u>63,5</u>	<u>3,7</u>	<u>27.699</u>
C18	64,8	-	-
	63,8	-	-

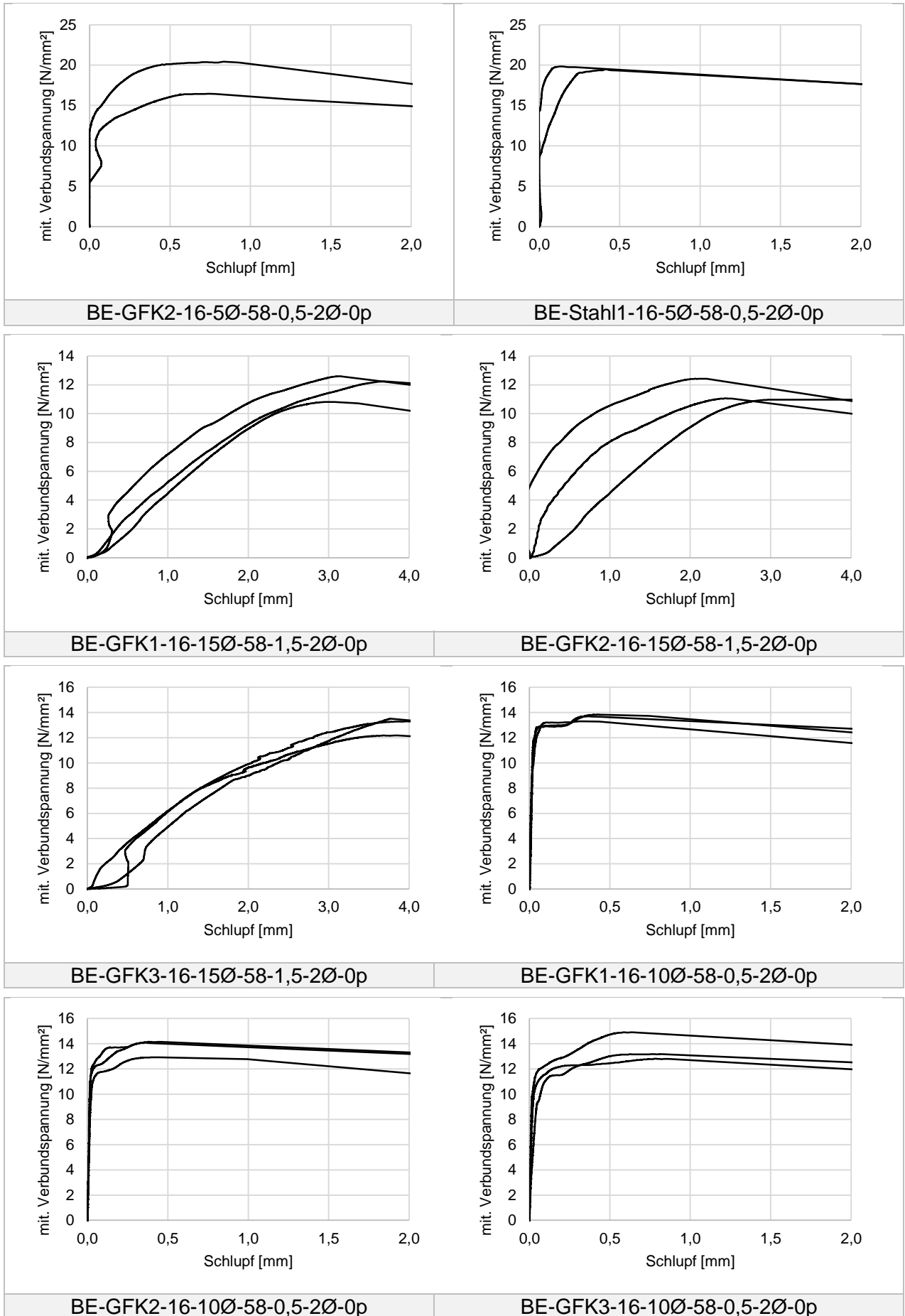
	60,5	-	-
Mittelwert	<u>63,0</u>	-	-
C19	62,2	4,00	26.600
	59,2	3,85	28.000
	61,2	3,80	27.200
	61,8	-	-
	60,1	-	-
Mittelwert	<u>61,0</u>	<u>3,9</u>	<u>27.280</u>

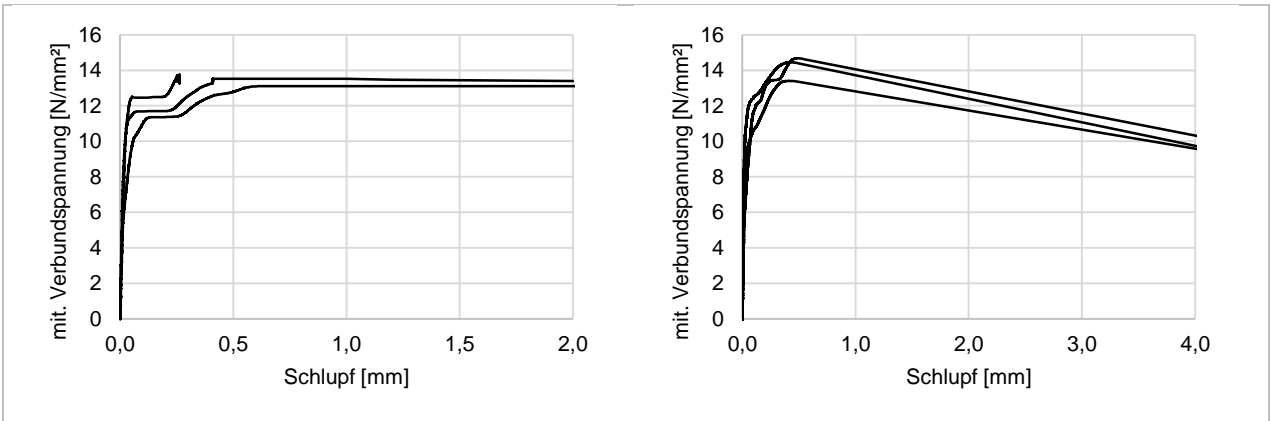
B.2. Verbundspannungs-Schlupf Beziehungen der Beam-End Tests





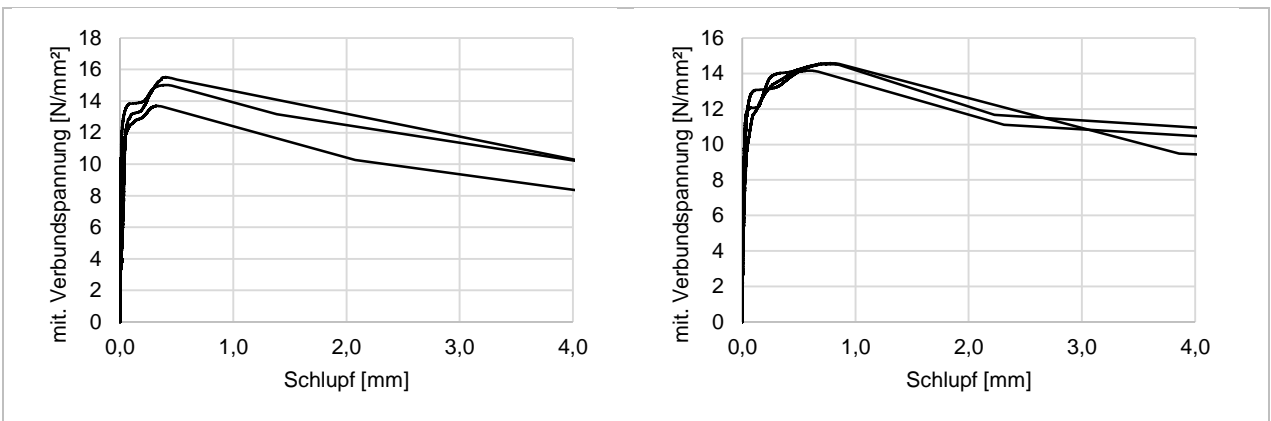






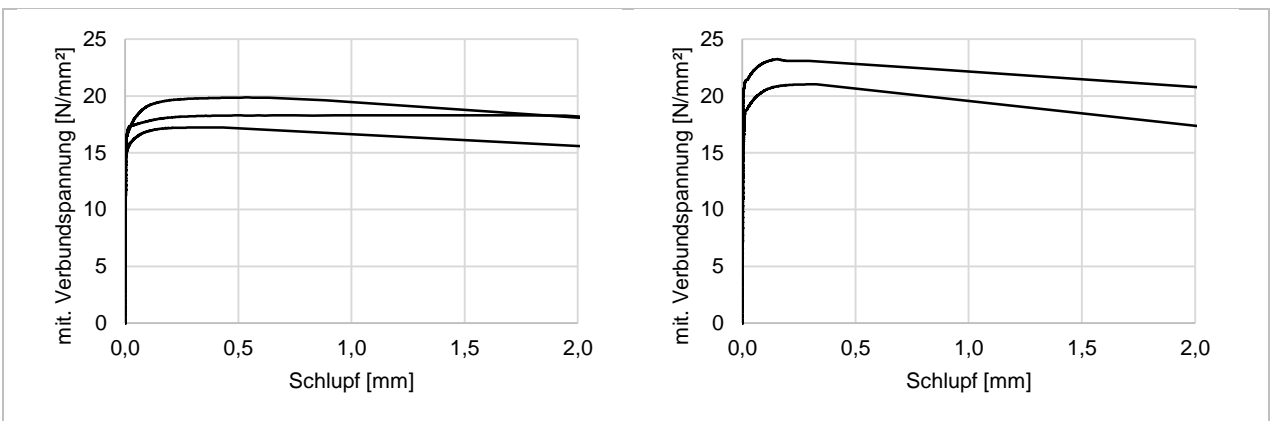
BE-Stahl1-16-10Ø-58-0,5-2Ø-0p

BE-GFK1-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p



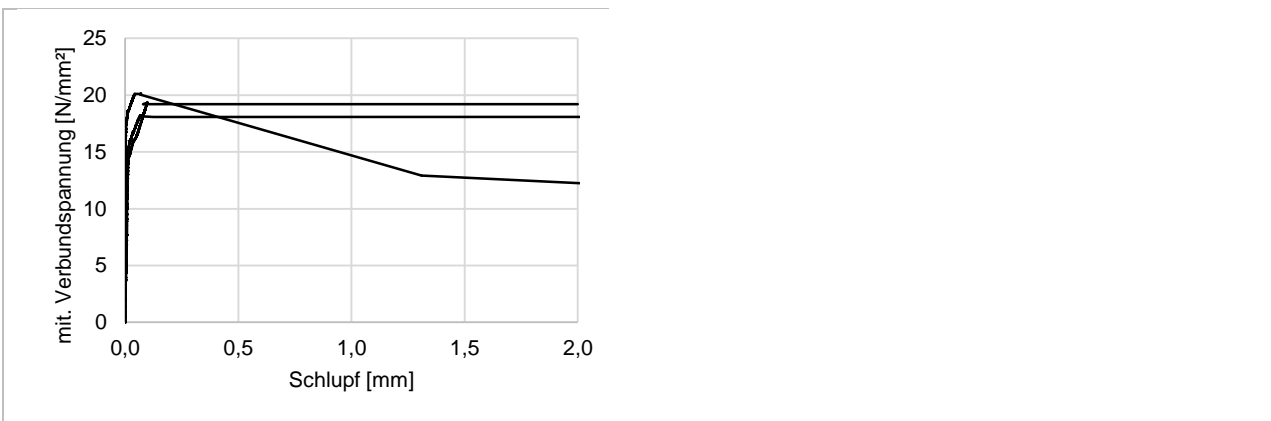
BE-GFK2-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p

BE-GFK3-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p



BE-GFK1-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p

BE-GFK2-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p



BE-GFK3-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p

B.3. Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse und dem angepasster Bemessungsansatz

Versuchsbezeichnung	Verbundspannung		Abweichung
	Versuch τ_{Versuch} [N/mm ²]	Berechnung $\tau_{\text{Kalkuliert}}$ [N/mm ²]	$\tau_{\text{Versuch}} / \tau_{\text{Kalkuliert}}$ [-]
BE-GFK1-8-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	17,85	15,6	1,146
	17,97		1,154
	18,25		1,172
BE-GFK2-8-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	20,5	18,4	1,119
	20,3		1,106
	20,2		1,103
BE-GFK3-8-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	15,2	17,5	0,872
	17,4		0,996
	17,4		0,996
BE-GFK1-12-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	16,7	13,8	1,208
	15,8		1,145
	15,5		1,119
BE-GFK2-12-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	17,8	16,9	1,055
	17,4		1,035
	18,2		1,081
BE-GFK3-12-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	16,5	17,2	0,957
	16,0		0,931
	15,3		0,890
BE-GFK1-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	14,68	13,3	1,104
	13,4		1,009
	14,5		1,087
BE-GFK2-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	15,0	15,3	0,984
	13,7		0,897
	15,5		1,016
BE-GFK3-16-10Ø-58-1,0-2Ø-0p	14,5	15,2	0,955
	14,2		0,931
	14,6		0,958
BE-GFK1-16-5Ø-58-1,0-2Ø-0p	21,8	17,7	1,235
	18,8		1,065
	-		-
BE-GFK2-16-5Ø-58-1,0-2Ø-0p	21,5	20,1	1,071
	21,5		1,07,0
	-		-
BE-GFK3-16-5Ø-58-1,0-2Ø-0p	20,4	20,4	0,998
	21,7		1,060
	-		-
BE-GFK1-16-15Ø-58-1,0-2Ø-0p	12,2	11,8	1,037
	12,6		1,068
	-		-
BE-GFK2-16-15Ø-58-1,0-2Ø-0p	12,4	13,4	0,925
	13,1		0,973
	-		-
BE-GFK3-16-15Ø-58-1,0-2Ø-0p	13,7	13,7	1,004
	13,3		0,963
	-		-
BE-GFK1-16-10Ø-24-1,0-2Ø-0p	10,2	9,1	1,122
	9,12		1,000
	9,3		1,020

BE-GFK2-16-10Ø-24-1,0-2Ø-0p	9,7	10,7	0,902
	9,9		0,920
	10,4		0,969
BE-GFK3-16-10Ø-24-1,0-2Ø-0p	8,8	8,9	0,989
	8,8		0,988
	9,2		1,029
BE-GFK1-16-10Ø-38-1,0-2Ø-0p	11,2	9,9	1,136
	11,7		1,186
	11,4		1,150
BE-GFK2-16-10Ø-38-1,0-2Ø-0p	12,0	11,6	1,035
	12,3		1,058
	11,9		1,029
BE-GFK3-16-10Ø-38-1,0-2Ø-0p	10,2	9,6	1,063
	11,0		1,140
	10,2		1,055
BE-GFK1-16-10Ø-58-0,0-2Ø-0p	11,4	10,4	1,100
	11,4		1,104
	12,2		1,181
BE-GFK2-16-10Ø-58-0,0-2Ø-0p	12,8	12,3	1,036
	12,6		1,023
	13,5		1,092
BE-GFK3-16-10Ø-58-0,0-2Ø-0p	11,1	11,3	0,984
	10,5		0,930
	11,7		1,036
BE-GFK1-16-10Ø-58-0,5-2Ø-0p	13,7	12,9	1,059
	13,9		1,072
	13,3		1,029
BE-GFK2-16-10Ø-58-0,5-2Ø-0p	14,2	14,6	0,970
	12,9		0,885
	14,1		0,966
BE-GFK3-16-10Ø-58-0,5-2Ø-0p	12,8	14,7	0,870
	14,9		1,012
	13,2		0,894
BE-GFK1-16-10Ø-58-1,0-1Ø-0p	9,9	9,1	1,079
	9,8		1,075
	9,9		1,083
BE-GFK2-16-10Ø-58-1,0-1Ø-0p	10,8	10,9	0,989
	10,9		0,997
	10,9		0,995
BE-GFK3-16-10Ø-58-1,0-1Ø-0p	9,7	10,1	0,958
	9,2		0,906
	9,7		0,957
BE-GFK1-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p	18,3	15,9	1,152
	19,9		1,250
	17,2		1,085
BE-GFK2-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p	23,3	20,1	1,158
	21,0		1,048
	-		-
BE-GFK3-16-10Ø-58-1,0-2Ø-1p	20,1	15,9	1,096
	19,3		1,052
	18,2		0,991

B.4. Messdaten der Langzeitverbunduntersuchungen

Bewehrung	Betoncharge	Temperatur [°C]	Dauerlast [kN]	Standzeit [h]
GFK1	C17	60	77,5	15,6
	C17		67,5	170,7
	C17		65,0	250,0
	C17		70,0	247,7
	C17		63,0	369,9
	C16		62,5	718,1
	C16		65,0	1.056,2
	C16		60,0	1.531,8
	C17		60,0	2.188,8
GFK2	C19	23	95,0	15,4
	C19		90,0	28,4
	C19		90,0	25,0
	C19		87,5	199,8
	C19		77,5	322,1
	C17		75,0	335,2
	C19		85,0	734,7
	C19		80,0	773,4
	C19		72,0	818,2
	C17		75,0	1.209,6
	C17		76,0	1.440,7
	C17		74,0	2.313,4
	C19		75,0	2.424,3
	C17		85,0	371,0
	C18	40	75,0	417,1
	C18		70,0	753,2
	C18		65,0	740,5
	C18		67,5	1.545,6
	C18		80	83,2
	C19	60	72,5	11,3
	C19		65,0	40,7
	C17		67,5	25,0
	C19		70,0	50,5
	C17		70,0	54,6
	C19		70,0	62,7
	C17		65,0	66,6
	C17		63,0	95,1
	C17		62,5	100,0
	C19		65,0	109,0
	C19		65,0	119,1
	C17		62,0	153,0
	C17		60,0	183,1
	C19		60,0	283,4
C17	60,0	307,7		
C19	64,5	113,1		
C19	60,0	317,4		
C19	50,0	753,7		
C17	50,0	890,6		
C19	50,0	988,3		
C17	50,0	1.012,4		
C19	48,0	1.686,4		
C17	50,0	2.312,2		

GFK3	C19	60	110,0	25,6
	C19		105,0	41,0
	C19		100,0	52,7
	C19		95,0	62,4
	C19		97,5	80,2
	C15		75,0	1.305,2