

Gefördert mit Mitteln des Bundesamtes für Bauwesen und Raumordnung

FORSCHUNGSINITIATIVE  
**Zukunft BAU**

C.-A. Graubner, Tilo Proske, Sebastian Hofmann

# Entwicklung von basaltbewehrten Deckenplatten für den Wohnungsbau



Bundesinstitut  
für Bau-, Stadt- und  
Raumforschung

im Bundesamt für Bauwesen  
und Raumordnung



Fraunhofer IRB  Verlag

C.-A. Graubner, Tilo Proske, Sebastian Hofmann

# **Entwicklung von basaltbewehrten Deckenplatten für den Wohnungsbau**

F 3244

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

© by Fraunhofer IRB Verlag

2021

ISBN 978-3-7388-0654-0

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](mailto:irb@irb.fraunhofer.de)

[www.baufachinformation.de](http://www.baufachinformation.de)

[www.irb.fraunhofer.de/tauforschung](http://www.irb.fraunhofer.de/tauforschung)

---

# Entwicklung von basaltbewehrten Deckenplatten für den Wohnungsbau



---

Institut für Massivbau, Technische Universität Darmstadt

---

**Institut für  
Massivbau**



---

## Abschlussbericht F09-18-2021

---



TECHNISCHE  
UNIVERSITÄT  
DARMSTADT

Fachbereich  
Bau- und Umweltingenieurwis-  
sensschaften

Institut für Massivbau

Franziska-Braun-Straße 3  
64287 Darmstadt  
Tel. +49 6151 16 - 21400  
Fax +49 6151 16 - 21399  
graubner@massivbau.tu-darmstadt.de

Datum: 31.03.2021

# Forschungsbericht

## F09-18-2021

Projekt: Entwicklung von basaltbewehrten Deckenplatten für den Wohnungsbau

Gefördert durch: Der Forschungsbericht wurde mit Mitteln der Forschungsinitiative Zukunft Bau des Bundesinstituts für Bau, Stadt- und Raumforschung gefördert.

Deichmanns Aue 31-37

53179 Bonn

Aktenzeichen: SWD-10.08.17.7-18.34

Die Verantwortung für den Inhalt des Berichts liegt beim Autor

Projektlaufzeit: 15.12.2018 bis 31.03.2021

Ausführende Stelle: Technische Universität Darmstadt, Institut für Massivbau

Projektleitung: Univ.-Prof. Dr.-Ing. C.-A. Graubner, Dr.-Ing. Tilo Proske

Projektbearbeiter: Sebastian Hofmann, M.Sc.



Bundesministerium  
des Innern, für Bau  
und Heimat



Bundesinstitut  
für Bau-, Stadt- und  
Raumforschung  
im Bundesamt für Bauwesen  
und Raumordnung

Institut für  
Massivbau



Dreßler

**ZUKUNFT BAU**  
FÖRDERN FORSCHEN ENTWICKELN

---

## Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	6
1.1	Danksagung .....	6
1.2	Problemstellung und Zielsetzung .....	6
1.3	Forschungsansatz und Methodik .....	7
1.4	Übersicht der Arbeitspakete .....	8
2	Anforderungen für Deckenplatten im Hochbau (AP 1).....	9
2.1	Einführung .....	9
2.2	Nachweise der Tragfähigkeit.....	9
2.2.1	Grundlagen für die Bemessung .....	9
2.2.2	Schnittgrößenermittlung .....	10
2.2.3	Bemessung der Biegetragfähigkeit.....	11
2.2.4	Bemessung der Querkrafttragfähigkeit.....	15
2.3	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit .....	16
2.3.1	Grundlagen für die Bemessung .....	16
2.3.2	Begrenzung der Verformungen .....	16
2.3.3	Begrenzung der Rissbreite.....	22
2.4	Erfüllung konstruktiver Randbedingungen und Bauverfahren.....	24
2.4.1	Anforderungen an den Brandschutz: .....	24
2.4.2	Anforderungen an den Schallschutz .....	24
2.4.3	Typische Spannweiten für den Wohnungsbau .....	25
2.4.4	Bauverfahren für Deckenplatten im Wohnungsbau .....	29
3	Festlegung der Materialzusammensetzungen (AP 2).....	31
3.1	Bewehrung aus BFK.....	31
3.1.1	Allgemeines .....	31
3.1.2	Eigenschaften der BFK-Bewehrung.....	31
3.2	Herstellung BFK-bewehrter Deckenplatten .....	37
4	Erstellung eines Versuchsprogramms inklusive der Bauteilentwicklung (AP 3) .....	39
4.1	Versuchsprogramm an Kleinversuchskörpern.....	39

---

4.1.1	Verbundverhalten der Bewehrung in Beton .....	39
4.1.2	Zugtragverhalten an zentrisch bewehrten Betonkörpern .....	41
4.2	Versuchsprogramm Großversuche .....	44
4.2.1	Querkrafttragfähigkeit am Balken .....	44
4.2.2	Biegetragverhalten und Rissentwicklung an Plattenstreifen unter Kurzzeitbelastung .....	45
4.2.3	Biegetragverhalten unter Langzeitbelastung .....	49
5	Auswertung der Experimentellen Untersuchungen an Kleinkörpern (AP 4) ...	52
5.1	Ermittlung der Materialkennwerte der Bewehrung .....	52
5.2	Auswertung der Versuchsergebnisse des Verbundverhaltens .....	55
5.2.1	Versuchsserie 1 – Vergleich zwischen Betonstahl und BFK-Bewehrung.....	55
5.2.2	Versuchsserie 2 – Einfluss des Stabdurchmessers und der Betonfestigkeit auf das Verbundverhalten .....	58
5.2.3	Versuchsserie 3 – Einfluss der Verbundlänge auf das Verbundverhalten.....	64
5.3	Auswertung der Zugversuche an zentrisch bewehrten Betonkörpern .....	67
6	Auswertung der Experimentellen Untersuchungen an großformatigen Bauteilen (AP 5).....	70
6.1	Ergebnisse der Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit am Balken .....	70
6.2	Ergebnisse der Untersuchung der Biegetragfähigkeit Plattenstreifen .....	74
6.2.1	Auswertung der Biegetragfähigkeit .....	75
6.2.2	Auswertung der Bauteilverformungen .....	77
6.2.3	Auswertung der Rissentwicklung unter steigender statischer Belastung .....	79
6.3	Auswertung der Bauteilverformungen unter Dauerbeanspruchung .....	84
7	Ableitung von Berechnungsmodellen zur Bemessung basaltbewehrter Deckenplatten (AP 6) .....	88
7.1	Ausgangssituation für die Entwicklung von Berechnungsmodellen .....	88
7.2	Bemessungswert der Biegetragfähigkeit .....	89
7.2.1	Bemessungswert der Zugfestigkeit der Bewehrung .....	89
7.2.2	Bemessungswert des Biegemomentes .....	89
7.3	Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit .....	93
7.3.1	Einführung .....	93

---

---

7.3.2	Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit mit Hilfe eines FE-Modells.....	93
7.3.3	Vorstellung eines alternativen Berechnungsmodells für den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit .....	95
7.4	Begrenzung der Rissbreiten.....	99
7.4.1	Grundlagen der Modellbildung.....	99
7.4.2	Erkenntnisse aus den Versuchen .....	100
7.4.3	Anpassung des Rissmodells.....	102
8	Resümee.....	106
8.1	Zusammenfassung .....	106
8.2	Ausblick.....	108
9	Literaturverzeichnis .....	109
10	Anhang.....	115
10.1	Schalpläne der Großversuche .....	115
10.2	Dokumentation der experimentellen Untersuchungen .....	120
10.2.1	Dokumentation der Auszugsversuche (vgl. Kapitel 5.2).....	120
10.2.2	Zugversuche an zentrisch bewehrten Betonkörpern zur Untersuchung der Rissbildung (vgl. Kapitel 5.3).....	123
10.2.3	Untersuchung der Rissentwicklung in Plattenstreifen unter Biegebeanspruchung (vgl. Kapitel 6.2).....	125
10.2.4	Biegeversuche am Balken bei geringer Schubschlankheit (vgl. Kapitel 6.1).	131

---

# 1 Einleitung

## 1.1 Danksagung

Das Forschungsprojekt „Entwicklung von basaltbewehrten Deckenplatten für den Wohnungsbau“ wurde am Institut für Massivbau der Technischen Universität Darmstadt bearbeitet. Das Projekt erhielt Förderung durch die Forschungsinitiative „Zukunft Bau“, ein Forschungsprogramm des Bundesinstituts für Bau, Stadt- und Raumforschung. Durch den Kooperationspartner Dreßler-Bau GmbH und dessen Fertigteilwerk, wurden die für die experimentelle Untersuchung benötigten Bauteile für dieses Projekt bereitgestellt. Ohne diese Unterstützung wäre eine erfolgreiche Bearbeitung nicht möglich gewesen. Daher wird an den Förderer sowie den Kooperationspartner an dieser Stelle ein großer Dank ausgesprochen.

Weiterhin wird an dieser Stelle auf die Dissertationsschrift von Hofmann (2021) verwiesen, in welcher die wesentlichen wissenschaftlichen Erkenntnisse zur Verwendung von BFK-Bewehrung in Betonbauteilen entnommen wurden. In besagter Dissertationsschrift sind auch weitere wissenschaftliche Ausarbeitungen enthalten, die über die in diesem Forschungsprojekt bearbeiteten Schwerpunkte hinausgehen.

## 1.2 Problemstellung und Zielsetzung

Stahlbeton ist einer der wichtigsten Baustoffe in Deutschland und wird fast bei jedem Bauvorhaben verwendet. Die Kombination des mineralischen Werkstoffes Beton mit Stahlbewehrung hat sich über die vergangenen Jahrzehnte in der Bauindustrie bewährt. Die beiden Materialien ergänzen sich als Verbundwerkstoff sehr gut. Beton hat die hervorragende Eigenschaft, die im Bauteil entstehenden Druckspannungen abzutragen, während der Stahl als Zugglied fungiert und über Verbundspannungen die resultierenden Zugkräfte aufnimmt. Weiterhin schützt der umliegende Beton die eingebaute Bewehrung vor Korrosion, sofern eine ausreichende Betondeckung eingehalten ist.

Durch Carbonatisierung verringert sich jedoch der pH-Wert des Betons und die schützende Wirkung des Betons vor Korrosion der Betonstahlbewehrung geht verloren. Aus der Bewehrungskorrosion reduziert sich die Lebensdauer stahlbewehrter Betonbauteile. Durch die Korrosion von Stahl wird sein Volumen um ein Vielfaches vergrößert und Betonabplatzungen stellen einen häufigen Schadensfall dar. Dieser Grund ist der Anlass zur Untersuchung und Erforschung alternativer korrosionsbeständiger Bewehrungsmaterialien wie beispielsweise Faserverbundkunststoffe (FVK).

Faserverbundkunststoffe bestehen aus einem Fasermaterial und einer umgebenden Kunststoffmatrix. Gegenstand dieses Forschungsvorhabens ist eine Bewehrung bestehend aus Basaltfasern, welche aus der gleichnamigen Gesteinsart hergestellt wird und einem Epoxidharz, der als Kunststoffmatrix fungiert und die Basaltfasern einbettet. Die Materialeigenschaften des Basaltfaserverstärktem Kunststoffes (BFK) unterscheiden sich grundlegend zur konventionellen Betonstahlbewehrung (B 500).

---

Betonstahl lässt sich vereinfachend mit einer bilinearen Spannungs-Dehnungslinie beschreiben. Nach dem Erreichen der Fließgrenze, fließt der Bewehrungsstahl unter großer Zunahme von Dehnungen bei annähernd gleichbleibenden Spannungen. BFK hingegen weist eine linear-elastische Spannungs-Dehnungslinie bis zum Erreichen der Bruchdehnung auf. Weiterhin ist das Elastizitätsmodul von BFK-Bewehrungsstäben deutlich geringer als der von Stahl, wodurch bei gleicher Spannung deutlich größere Dehnungen resultieren.

Die Oberfläche von BFK ist außerdem viel weicher und glatter als die des Betonstahls, was die Verbundkräfte zwischen Beton und Bewehrung beeinflusst. Des Weiteren ist das Langzeitverhalten basaltbewehrter Betonbauteile unter ruhender Beanspruchung unbekannt. Aus diesem Grund muss der Einfluss des Kriechens auf BFK-bewehrte Betonbauteile untersucht werden.

Durch diese Unterschiede und Besonderheiten der BFK-Bewehrung im Vergleich zu Betonstahl müssen bestehende Bemessungs- und Ingenieurmodelle, welche für den Stahlbetonbau entwickelt wurden, hinsichtlich der Übertragbarkeit auf das neue Bewehrungsmaterial BFK geprüft werden.

### **1.3 Forschungsansatz und Methodik**

Zur Untersuchung des neuartigen Bewehrungsmaterials BFK wird zunächst eine Recherche zum Material- Verbund- und Tragverhalten von Bauteilen mit diesem Bewehrungsmaterial durchgeführt. Um die für den Betonbau wichtigen Materialeigenschaften der BFK-Bewehrung zu erhalten, werden zu Beginn im Rahmen eines experimentellen Untersuchungsprogramms Versuche an der Bewehrung selbst als auch an Kleinstversuchskörpern in Beton durchgeführt und ausgewertet. Die Versuchsergebnisse dienen als Grundlage zur Dimensionierung von Großversuchen an Plattenstreifen mit realitätsnahen Spannweiten im Wohnungsbau. Die maximale Spannweite wird dabei auf 6,0 m begrenzt, da diese für den Wohnungsbau eine praxisübliche Länge darstellt und innerhalb dieser Grenze bei Mauerwerks-Wohngebäuden das vereinfachte Nachweisverfahren nach DIN EN 1996-3/NA (2010-12) (2012-01) angewendet werden kann. Diese Randbedingung soll eingehalten werden, da eine Vielzahl der Wohnungsbauten mit diesem Baustoff errichtet werden. Die Großversuche sollen zum Verständnis des Trag-, Riss- und Verformungsverhaltens BFK-bewehrter Betonbauteile dienen. Zur Bewertung der Versuchsergebnisse werden parallel Bauteilversuche an Stahlbetonbauteilen mit gleichen Abmessungen durchgeführt.

Bewehrung aus Faserverbundkunststoffen sind in der aktuellen Normengeneration des Eurocodes 2 (DIN EN 1992-1-1) nicht enthalten. In Deutschland wird daher für ein nicht geregeltes Bauprodukt eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (AbZ) benötigt.

In internationalen Normen und Richtlinien (USA (2015), Kanada (2012) und Japan (1997)) sind Faserverbundkunststoffe (Glasfaser, Carbonfaser, Aramidfaser) bereits teilweise vertreten. Die Basaltfaser hingegen ist auch in diesen internationalen Normen nicht berücksichtigt. Die Versuchsergebnisse werden daher mit bestehenden Bemessungsmodellen hinsichtlich der Übertragbarkeit auf BFK-bewehrte Betonbauteile überprüft. Die gewonnenen Erkenntnisse aus den

---

Versuchen dienen als Grundlage zur Ableitung bzw. Anpassung von Bemessungsmodellen für BFK-bewerte Deckenplatten ohne Querkraftbewehrung.

## **1.4 Übersicht der Arbeitspakete**

### Arbeitspaket 1

Erstellung eines Anforderungskatalogs

### Arbeitspaket 2

Festlegung der Materialzusammensetzungen

### Arbeitspaket 3

Erstellung eines Versuchsprogramms inklusive der Bauteilentwicklung

### Arbeitspaket 4

Untersuchungen des Verbund- und Verformungsverhaltens an Kleinkörpern

### Arbeitspaket 5

Experimentelle Untersuchung an großformatigen Bauteilen mit BFK sowie Stahlbewehrung als Referenz

### Arbeitspaket 6

Entwicklung eines Berechnungsmodells zur Bemessung basaltbewehrter Deckenplatten

### Arbeitspaket 7

Erstellung eines Abschlussberichts

## 2 Anforderungen für Deckenplatten im Hochbau (AP 1)

### 2.1 Einführung

Die Anforderungen für Deckenplatten im Hochbau bzw. für den Wohnungsbau gliedern sich in die folgenden drei Kategorien:

1. Nachweise der Tragfähigkeit
2. Nachweise der Gebrauchstauglichkeit
3. Erfüllung konstruktiver Randbedingungen und Bauverfahren

In den nachfolgenden Unterkapiteln die jeweilige Anforderungskategorie näher erläutert.

### 2.2 Nachweise der Tragfähigkeit

#### 2.2.1 Grundlagen für die Bemessung

Die Bemessung von Betonbauteilen wird in Deutschland durch die DIN EN 1992-1-1 (2011) geregelt. Dabei sind für Deckenplatten die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) gemäß DIN EN 1990 (2010) zu führen. Die Grenzzustände, die die Sicherheit von Personen und/oder die Sicherheit des Tragwerks betreffen, sind als Grenzzustände der Tragfähigkeit einzustufen. Im Wesentlichen bedeutet dies, dass der Nachweis der Biegetragfähigkeit und der Querkrafttragfähigkeit sowie der Verankerungslänge der Zugbewehrung erfüllt sein muss.

Die für die Bemessung zugrunde gelegten Einwirkungen sind in DIN EN 1991-1-1 (2010-12) geregelt. Darin enthalten sind die anzusetzenden Wichten, Eigengewichte sowie Nutzlasten im Hochbau. Wohngebäude werden in ihrer Nutzungskategorie entsprechend Tabelle 6.1 aus DIN EN 1991-1-1 (2010-12) in Kategorie A eingegliedert (vgl. Abbildung 2.1).

Tabelle 6.1 — Nutzungskategorien

Kategorie	Nutzungsmerkmal	Beispiel
A	Wohnflächen	Räume in Wohngebäuden und -häusern, Stations- und Krankenzimmer in Krankenhäusern, Zimmer in Hotels und Herbergen, Küchen, Toiletten

Abbildung 2.1: Ausschnitt der Nutzungskategorie aus DIN EN 1991-1-1 (2010-12)

Für Deckenplatten im Wohnungsbau können demnach die folgenden charakteristischen Lasten zur Bemessung herangezogen werden:

- Eigengewicht  $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$  (bewehrter Beton)
- Ausbaulast  $\Delta g_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$  (Bodenaufbau und Bodenbelag)
- Charakteristische Verkehrslast von  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  mit  $\psi_2 = 0,3$
- Trennwandzuschlag von  $q_{k,T} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Die Bemessung erfolgt unter Verwendung des Teilsicherheitskonzepts nach DIN EN 1990 (2010), bei dem die charakteristischen Einwirkungen mit einem Teilsicherheitsbeiwert aufgeschlagen werden. Auf der Widerstandsseite werden die charakteristischen Materialparameter im Gegenzug mit einem Teilsicherheitsbeiwert abgemindert. Der Nachweis ist schließlich in der Form

$$E_d < R_d \quad \text{Gl. 2-1}$$

zu führen. Dabei ist  $E_d$  die Einwirkung auf das Tragwerk und  $R_d$  der Bauteilwiderstand.

Für die Bemessung BFK-bewehrter Betonbauteile können die Einwirkungen aus dem Stahlbetonbau übernommen werden. Lediglich die Widerstandsseite muss für das neue Bewehrungsmaterial angepasst werden. In DIN EN 1992-1-1 (2011) ist in der aktuellen Version die Anwendung alternativer Bewehrungsmaterialien, wie z. B. BFK-Bewehrung, nicht vorgesehen. Aus diesem Grund gilt es die Bemessungsmodelle für Stahlbeton hinsichtlich ihrer Übertragbarkeit für die abweichenden Materialparameter von BFK-Bewehrung zu überprüfen und entsprechend anzupassen.

### 2.2.2 Schnittgrößenermittlung

Abhängig vom statischen System erfolgt die Berechnung der Schnittgrößen. Bei statisch bestimmten Systemen kann das linear-elastische Berechnungsverfahren verwendet werden.

Bei statisch unbestimmten Systemen gilt dies nur noch bedingt. Es ist möglich die Schnittgrößen linear-elastisch zu ermitteln, allerdings bildet dies die tatsächlich auftretenden Beanspruchungen nicht realitätsnah ab. Die Bewehrung besitzt keinerlei plastische Rotationskapazitäten und daher ist es laut Niewels (2008) möglich, dass die tatsächlichen Werte der Schnittgrößen die ermittelten Werte nach der Elastizitätstheorie teilweise übersteigen.

Darüber hinaus bringen die fehlenden plastischen Tragreserven eine weitere Einschränkung mit sich. Anders als bei statisch unbestimmten Stahlbetonbauteilen ist bei der Verwendung von FVK-bewehrten Bauteilen eine Umlagerung der Schnittgrößen infolge des Fließens der Bewehrung nicht möglich. Lediglich geringe Umlagerungen durch die Entstehung von Rissen im Beton sind laut Niewels (2008) zu beobachten. Dies wird in der Berechnung jedoch nicht berücksichtigt.

Es kann daher für die Bemessung eine linear-elastische Schnittgrößenberechnung durchgeführt werden, wobei im Falle von statisch unbestimmten Systemen, trotz der geringen vorhandenen Umlagerungskapazitäten infolge von Rissbildung, vollständig auf eine Momentenumlagerung zu verzichten ist.

Steigerungseffekte bei statisch unbestimmten Systemen sowie deren Größenordnung könnten in weiterführenden Untersuchungen im Rahmen von Bauteilversuchen die jeweilige Bewehrung ermittelt werden. Diese Untersuchung ist jedoch kein Bestandteil dieses Forschungsprojekts.

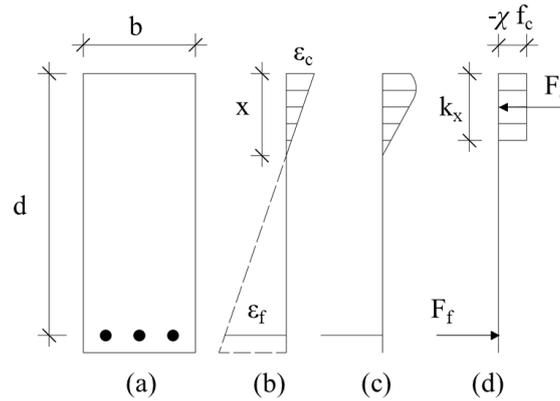
### 2.2.3 Bemessung der Biegetragfähigkeit

Der Elastizitätsmodul von FVK-Bewehrungsstäben erreicht, je nach Typ, nur etwa 25 bis 50 % des Wertes von Betonstahl bei gleichzeitig deutlich höherer Zugfestigkeit (vgl. Tabelle 3-3). Diese abweichende Eigenschaft gilt es bei der Ermittlung der Biegetragfähigkeit eines mit FVK bewehrten Bauteils zu berücksichtigen. Bei einer möglichst hohen und damit wirtschaftlichen Ausnutzung beider Bewehrungsarten erfährt ein FVK-bewehrtes Betonbauteil eine größere Verformung unter dem gleichen Lastniveau. Die daraus resultierende Rotation der Dehnungsebene bedingt unmittelbar eine Verringerung der Betondruckzonenhöhe Niewels (2008). Des Weiteren ist das Materialverhalten von FVK bis zum Bruch als nahezu linear-elastisch zu beschreiben, wohingegen beim Betonstahl nach dem Erreichen seiner Streckgrenze und dem Überwinden eines Fließplateaus plastische Festigkeitsreserven aktiviert werden und der Stahl, unter großer Dehnung, bis zum Bruch weiter belastet werden kann. Die Duktilität der Stahlbewehrung führt zu weniger Unsicherheiten der Belastungsseite und gemäß des semi-probabilistischen Sicherheitskonzepts im Bauwesen zu einer höheren Zuverlässigkeit und demzufolge geringen Teilsicherheitsbeiwerten auf der Materialeite. FVK weist ein sprödes Versagensmuster auf. Aus diesem Grund muss daher eine ausreichende Tragfähigkeit und Duktilität der Betondruckzone sichergestellt werden, um ein frühzeitiges Versagen des Betons zu vermeiden. Dies wird, neben der Querschnittsbreite und der Druckzonenhöhe, aufgrund der sich einstellenden Dehnungen, vor allem durch eine ausreichend hohe Betondruckfestigkeit sichergestellt.

Die Biegebemessung kann analog zur Stahlbetonbauweise mit der Iteration der Dehnungsebene durchgeführt werden. Da dieses Verfahren in der Praxis mit großem Aufwand verbunden ist, wird in der Bemessungsnorm des Eurocodes 2 für Stahlbeton ein vereinfachtes Bemessungsverfahren für die Biegebemessung mit Hilfe der  $\omega$ -Tafel vorgeschlagen. Dieses Bemessungsverfahren ist jedoch mit den Materialeigenschaften für Betonstahl abgeleitet. Durch die abweichenden Materialeigenschaften, kann dieses Bemessungsverfahren nicht direkt zur Bemessung von BFK-bewehrten Betonbauteilen angewendet werden. Auf internationaler Ebene existieren bereits Bemessungsrichtlinien, die speziell für diese alternativen FVK-Bewehrungen Bemessungsverfahren entwickelt haben. Zu nennen sind die Richtlinien der USA (2015), Kanada (2012) oder Japan (1997).

#### 2.2.3.1 Bemessung nach ACI 440.1R-15 (2015)

Nachfolgend wird das Bemessungsverfahren nach der Bemessungsrichtlinie aus den USA gemäß ACI 440.1R-15 (2015) vorgestellt. Dabei werden die auftretenden Spannungen vereinfacht mit einem rechteckigen Spannungsblock abgebildet (siehe Abbildung 2.2). Diese stellt einen signifikanten Unterschied zur Bemessung des Eurocodes 2 dar, welche den Ansatz der Spannungs-Dehnungs-Beziehung als Parabel-Rechteck-Funktion ansetzt.



**Abbildung 2.2: Spannungs-Dehnungsverteilung in einem Rechteckquerschnitt:(a) Querschnitt, (b) Dehnungsverteilung, (c) Spannungsverteilung, (d) Spannungsblock nach ACI 440.1R-15 (2015)**

Der Bemessungsansatz nach ACI 440.1R-15 (2015) basiert wie der Eurocode 2 auf Grundlage eines semi-probabilistischen Sicherheitskonzeptes und stellt das aufnehmbare Biegemoment mit dem Abminderungsfaktor  $\phi$  multipliziert dem maximalen einwirkenden Moment gegenüber.

$$M_u \leq \phi \cdot M_n \quad \text{Gl. 2-2}$$

$\phi$ : Abminderungsfaktor für Biegung

$M_u$ : Bemessungsmoment

$M_n$ : Aufnehmbares Biegemoment des Querschnittes

Der sog. „ausgeglichene Bewehrungsgrad“  $\rho_{fb}$  ist nach ACI 440.1R-15 (2015) so definiert, dass das Beton- und Bewehrungsversagen theoretisch gleichzeitig eintreten und der Querschnitt somit optimal ausgenutzt ist. Der Abminderungsbeiwert  $\phi$  wird in Abhängigkeit des vorhandenen Bewehrungsgrades  $\rho_f$  und des ausgeglichenen Bewehrungsgrades  $\rho_{fb}$  bestimmt.

$$\phi = \begin{cases} 0,55 & \text{für } \rho_f \leq \rho_{fb} \\ 0,3 + 0,25 \cdot \frac{\rho_f}{\rho_{fb}} & \text{für } \rho_{fb} \leq \rho_f \leq 1,4 \cdot \rho_{fb} \\ 0,65 & \text{für } \rho_f \geq 1,4 \cdot \rho_{fb} \end{cases} \quad \text{Gl. 2-3}$$

mit:

$$\rho_f = \frac{A_f}{b \cdot d} \quad \text{Gl. 2-4}$$

$$\rho_{fb} = 0,85 \cdot k_x \cdot \frac{f_c}{f_{fu}} \cdot \frac{E_f \cdot \varepsilon_{cu}}{E_f \cdot \varepsilon_{cu} + f_{fu}} \quad \text{Gl. 2-5}$$

Das aufnehmbare Biegemoment kann wie folgt berechnet werden:

Für  $\rho_f > \rho_{fb}$  (Betondruckversagen) gilt:

$$M_n = A_f \cdot f_f \cdot \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \text{Gl. 2-6}$$

$$a = \frac{A_f \cdot f_f}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad \text{Gl. 2-7}$$

Für  $\rho_{fb} > \rho_f$  (Bewehrungsversagen) gilt:

$$M_n = A_f \cdot f_f \cdot \left( d - \frac{\beta_1 \cdot c_b}{2} \right) \quad \text{Gl. 2-8}$$

$$c_b = \left( \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{fu}} \right) \cdot d \quad \text{Gl. 2-9}$$

Ist das Bauteil so ausgelegt, dass ein Bewehrungsversagen ( $\rho_{fb} > \rho_f$ ) eintritt, sieht das Bemessungskonzept eine Mindestbewehrung  $A_{f,min}$  nach Gl. 2-10 vor.

$$A_{f,min} = \frac{0,41 \cdot \sqrt{f_c}}{f_{fu}} \cdot b_w \cdot d \geq \frac{2,3}{f_{fu}} \cdot b_w \cdot d \quad \text{Gl. 2-10}$$

Abschließend ist festzustellen, dass das Bemessungsverfahren aus der internationalen Richtlinie zwar auf den gleichen mechanischen Ansätzen beruht, jedoch in der Vorgehensweise und den enthaltenen Vereinfachungen der Materialgesetze, deutlich vom Bemessungskonzept des Eurocodes 2 abweicht. Aus diesem Grund wird ausgehend von den Bewehrungseigenschaften und den Versuchsergebnissen ein Bemessungsvorschlag zur Biegetragfähigkeit in Anlehnung an das Verfahren nach Eurocode 2 für Stahlbeton entwickelt (vgl. Kapitel 7.2).

### 2.2.3.2 Bemessung über die Iteration der Dehnungsebene

Nachfolgend werden die für die Bemessung benötigten Formeln gemäß Zilch & Zehetmaier (2010) zusammenfassend dargestellt.

Die Voraussetzung dieses Berechnungsansatzes ist, dass die Dehnungsebene und damit die Betonstauchung und die Dehnung der Bewehrung bekannt sind. Dementsprechend lässt sich die bezogene Druckzonenhöhe  $\xi$  mit folgender Formel ermitteln:

$$\xi = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_f} \quad \text{Gl. 2-11}$$

Dabei ist zu beachten, dass die Betonstauchungen betragsmäßig positiv eingesetzt werden müssen.

Ferner kann mit der Beziehung  $\xi = \frac{x}{d}$  bei bekannter statischer Nutzhöhe  $d$  die Druckzonenhöhe  $x$  über  $x = \xi \cdot d$  ermittelt werden.

Die Bemessung erfolgt unter Ansatz des Parabel-Rechteck-Diagramms, sodass anschließend der Beiwert  $k_a$  (Gl. 2-12) und der Völligkeitsbeiwert  $\alpha_R$  (Gl. 2-13) zu bestimmen sind.

$$k_a = \begin{cases} \frac{8 + \varepsilon_{c2}}{24 + 4 \cdot \varepsilon_{c2}} & \text{für } 0 \geq \varepsilon_{c2} \geq -2,0 \text{ ‰} \\ \frac{3 \cdot \varepsilon_{c2}^2 + 4 \cdot \varepsilon_{c2} + 2}{6 \cdot \varepsilon_{c2}^2 + 4 \cdot \varepsilon_{c2}} & \text{für } -2,0 \text{ ‰} \geq \varepsilon_{c2} \geq -3,5 \text{ ‰} \end{cases} \quad \text{Gl. 2-12}$$

$$\alpha_R = \begin{cases} \frac{-\varepsilon_{c2}}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}^2}{12} & \text{für } 0 \geq \varepsilon_{c2} \geq -2,0 \text{ ‰} \\ 1 + \frac{2}{3 \cdot \varepsilon_{c2}} & \text{für } -2,0 \text{ ‰} \geq \varepsilon_{c2} \geq -3,5 \text{ ‰} \end{cases} \quad \text{Gl. 2-13}$$

In diesen beiden Formeln muss die Betonstauchung, anders als bei der bezogenen Druckzonenhöhe  $\xi$ , vorzeichenreu eingesetzt werden. Entsprechend handelt es sich um negative Dehnungen.

Mit Hilfe des Höhenbeiwertes lässt sich der Abstand  $a$  der Betondruckkraft vom gedrückten Rand, über  $a = x \cdot k_a$  ermitteln.

Im Anschluss daran wird der Hebelarm der inneren Kräfte  $z$  mit nachfolgender Formel berechnet:

$$z = d - a$$

Im nächsten Schritt wird der Wert der Betondruckkraft  $F_{cd}$  (Gl. 2-14) berechnet. Dabei gehen neben  $b$ , der Breite der Druckzone und  $x$ , der Höhe der Druckzone, auch der Bemessungswert der Betondruckfestigkeit  $f_{cd}$  und der Völligkeitsbeiwert  $\alpha_R$  ein.

$$F_{cd} = f_{cd} \cdot b \cdot x \cdot \alpha_R \quad \text{Gl. 2-14}$$

Mit Hilfe des inneren Hebelarms und der Betondruckkraft kann nun das Widerstandsmoment des Querschnitts  $M_{Rd}$  (Gl. 2-15) ausgerechnet werden. Dies ergibt sich aus der Multiplikation beider Werte:

$$M_{Rd} = F_{cd} \cdot z \quad \text{Gl. 2-15}$$

Aufgrund des inneren Gleichgewichtes der Betondruckkraft und der Bewehrungszugkraft ergibt sich die nachfolgende Bedingung (Gl. 2-16).

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= F_{cd} \cdot z = F_f \cdot z \\ F_{cd} &= F_f \end{aligned} \quad \text{Gl. 2-16}$$

Nachdem die Bewehrungskraft bestimmt ist, lässt sich im letzten Schritt die erforderliche Bewehrung ermitteln. Dabei wird die Bewehrungskraft durch den Bemessungswert der Zugfestigkeit dividiert.

$$A_{f,erf} = \frac{F_{fd}}{f_{fd}} \quad \text{Gl. 2-17}$$

Diese Art der Bemessung ist bis auf den Bemessungswert der Zugfestigkeit analog zur Stahlbetonbemessung. Die sich im Querschnitt infolge der äußeren Belastung einstellenden Dehnungen sind in der Regel unbekannt, was zur Folge hat, dass sie iterativ ermittelt werden müssen. In diesem Fall erhöht sich der Arbeitsaufwand dieses Verfahrens, da es so oft durchgeführt werden muss, bis das Widerstandsmoment in guter Näherung mit dem einwirkenden Moment übereinstimmt.

## 2.2.4 Bemessung der Querkrafttragfähigkeit

Ebenso wie das im vorhergehenden Kapitel vorgestellte Biegetragverhalten lässt sich das Querkrafttragverhalten von BFK-bewehrten Betonbauteilen mit dem von Stahlbetonbauteilen vergleichen. Allerdings ergeben sich durch die abweichenden Materialeigenschaften der Bewehrung zum Teil signifikante Unterschiede bei den einzelnen Traganteilen. Zu beachten ist, dass im Gegensatz zur Biegebemessung kein allgemein anerkanntes mechanisches Modell existiert. Die einzelnen Tragmechanismen, welche am Querkraftabtrag beteiligt sind und die Grundlage für Modelle und Bemessungsansätze darstellen, gelten als allgemein anerkannt. Aufgrund der unterschiedlichen Beurteilung der Querkraftanteile - insbesondere der Einfluss der Tragmechanismen im gerissenen Zustand II des Bauteils - ergibt sich eine Vielzahl von Modellen zur Beschreibung der Querkrafttragfähigkeit. Zur Bemessung der Querkrafttragfähigkeit ist in Eurocode 2 für Stahlbetonbauteile ein Modell enthalten, welches mit Hilfe einer Versuchsdatenbank validiert und kalibriert wurde. Da dieses Bemessungsmodell direkt an Bauteilversuchen mit Betonstahlbewehrung kalibriert wurde und entsprechende Anpassungsfaktoren für die mechanischen Eigenschaften der Betonstahlbewehrung enthält, kann die Bemessungsgleichung nicht direkt auf FVK-bewehrte Bauteile übertragen werden. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle erneut auf die US-amerikanische Bemessungsrichtlinie verwiesen. Der darin enthaltene Bemessungsansatz wird nachfolgend aufgeführt und erläutert.

### Querkraftbemessung nach ACI 440.1R-15 (2015):

Gemäß dieses Ansatzes wird zum Querkraftabtrag ausschließlich der Betontraganteil  $V_c$  auf die ungerissene Betondruckzone zurückgeführt Kurth (2012). Die Querkrafttragfähigkeit ist demnach:

$$V_c = \frac{2}{5} \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot x \quad \text{Gl. 2-18}$$

mit:

- $f_c$      Betondruckfestigkeit
- $b_w$      Stegbreite
- $x$        Betondruckzonenhöhe

Dieser Ansatz liegt gemäß seiner Grundlage sehr weit auf der sicheren Seite, da keine weiteren Traganteile, wie z. B. die Dübelwirkung der Bewehrung oder die Rissverzahnung im Schubriss neben der Betondruckzone zum Abtrag der Querkräfte, herangezogen werden.

## 2.3 Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

### 2.3.1 Grundlagen für die Bemessung

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sind gemäß DIN EN 1990 (2010) zu führen. Die Grundzustände, die die Funktion des Tragwerks oder eines seiner Teile unter normalen Gebrauchsbedingungen oder das Wohlbefinden der Nutzer oder das Erscheinungsbild des Bauwerks betreffen, sind als Grundzustände der Gebrauchstauglichkeit einzustufen.

Für die Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden in DIN EN 1992-1-1 (2011) die Begrenzung der Verformungen sowie der Rissbreiten gefordert. Diese Nachweise sind mit der quasi-ständigen Einwirkungskombination gemäß DIN EN 1990 (2010) nach Gl. 2-19 zu führen.

$$E_d = E \left\{ G_{kj} ; P ; \psi_{2,i} Q_{k,l} \right\} \quad \text{Gl. 2-19}$$

Die Berechnung der Rissbreiten und der Bauteilverformung sind im Betonbau sehr komplexe Zusammenhänge zwischen Bewehrung und Beton zu berücksichtigen. Die wirklichkeitsnahe Berechnung ist sehr kompliziert. Für den Stahlbetonbau wurden aus diesem Grund vereinfachte Bemessungsmodelle abgeleitet. Wie auch für den Nachweis der Tragfähigkeit, müssen die Bemessungsmodelle für Stahlbeton hinsichtlich ihrer Übertragbarkeit auf BFK-bewehrte Betonbauteile überprüft und ggf. angepasst werden.

### 2.3.2 Begrenzung der Verformungen

#### 2.3.2.1 Allgemeines

Grundsätzlich kann die Durchbiegung biegebeanspruchter Bauteile anhand der Biegelinie durch die zweifache Integration der Krümmung  $\kappa$  nach Gl. 2-20 ermittelt werden. Diese wird unter Ansatz geeigneter Randbedingungen, wie die Vernachlässigung der Auflagerverformungen, über die gesamte Bauteillänge durchgeführt. Schubverformungen bleiben dabei unberücksichtigt. Veränderliche Beanspruchungen entlang des Bauteils führen zu einem ebenfalls veränderlichen Krümmungsverlauf, welcher durch die entstehende Rissbildung beeinflusst wird. Unter Verwendung des Prinzips der virtuellen Kräfte (PdvK) kann aus den durch die Lasten verursachten Krümmungen die Durchbiegung einer bestimmten Stelle des Bauteils ermittelt werden. Die genauesten Ergebnisse werden erzielt, wenn die Krümmungen an mehreren, verschiedenen Stellen entlang des Bauteils bestimmt werden. Durch numerische Integration der Krümmung lässt sich schließlich die Durchbiegung nach DAfStb Heft 630 [Empelmann et al. (2018)] bestimmen.

$$w(x) = \iint \frac{M(x)}{EI(x)} dx dx = \iint \kappa(x) dx dx \quad \text{Gl. 2-20}$$

Die Berechnung der Biegeverformung bewehrter Betonbauteile ist sehr komplex und es bedarf der Berücksichtigung vieler Randbedingungen (z. B. Materialparameter, Belastung, Geometrie

des Bauteils etc.). Aus diesem Grund wurden in der Vergangenheit immer wieder vereinfachte Ansätze zur direkten Berechnung der Durchbiegung oder der indirekten Berechnung in der Form eines Biegeschlankheitskriteriums entwickelt [vgl. Grasser & Thielen (1991); Krüger & Mertzsch (2006); Mayer (1967); Zilch & Donaubaue (2006)]. Sind die Randbedingungen für den vereinfachten Nachweis der Biegeschlankheit nicht eingehalten oder ist eine exaktere Wirklichkeitsnähere Abbildung der Durchbiegung nötig, muss eine direkte Berechnung der Verformung durchgeführt werden [Empelmann et al. (2018)].

An dieser Stelle wird das Berechnungsverfahren der numerischen Integration der Bauteilkrümmung vorgestellt, welches bei der Auswertung der Bauteilversuche in Kapitel 6.2 angewendet wird. Das Berechnungsverfahren beruht auf der Ermittlung der mittleren Momenten-Krümmungs-Beziehung für ein bestimmtes biegebeanspruchtes System. Mithilfe der numerischen Integration der Krümmung entlang des Bauteils, lässt sich die Absenkung an einer gewünschten Stelle berechnen. Dabei werden die Einflüsse der Rissbildung und des Mitwirkens des Betons auf Zug berücksichtigt. Grundsätzlich wird bei diesem Modell zwischen dem ungerissenen und dem gerissenen Bereich des Bauteils unterschieden. Dabei wird in den gewählten Integrationsabschnitten die jeweilige Bauteilsteifigkeit ermittelt, wodurch die Genauigkeit dieser Methode im Vergleich zu vereinfachten Modellen als höher einzuschätzen ist.

Als Grundlage wird das Zugstabmodell und eine mittlere Zugspannung über die effektive Querschnittsfläche  $A_{c,eff}$  angenommen. Bei Rissbildung wird eine Spannungsdifferenz in der Bewehrung zwischen dem ungerissenen (1) und gerissenen (2) Querschnitt in der Bewehrung errechnet. Die Spannungsdifferenz  $\Delta\sigma_{fr}$  der FVK-Bewehrung nach Abbildung 2.3 kann nach Zilch & Zehetmaier (2010) wie folgt berechnet werden:

$$\Delta\sigma_{fr} = \sigma_{fr,2} - \sigma_{fr,1} \quad \text{Gl. 2-21}$$

$$\sigma_{fr,1} = \frac{E_f}{E_c} \cdot \frac{M_{cr}}{I_c} z_f \quad \text{Gl. 2-22}$$

$$\sigma_{fr,2} = \frac{M_{cr}}{z^{\text{II}} \cdot A_s} \quad \text{Gl. 2-23}$$

Das biegebeanspruchte Bauteil kann gemäß Model Code 90 (1993) nun in beliebig viele Bereiche aufgeteilt und die mittlere Krümmung  $\kappa_m$  für jeden Punkt unter Berücksichtigung des Zustands (ungerissen oder gerissen) bestimmt werden.

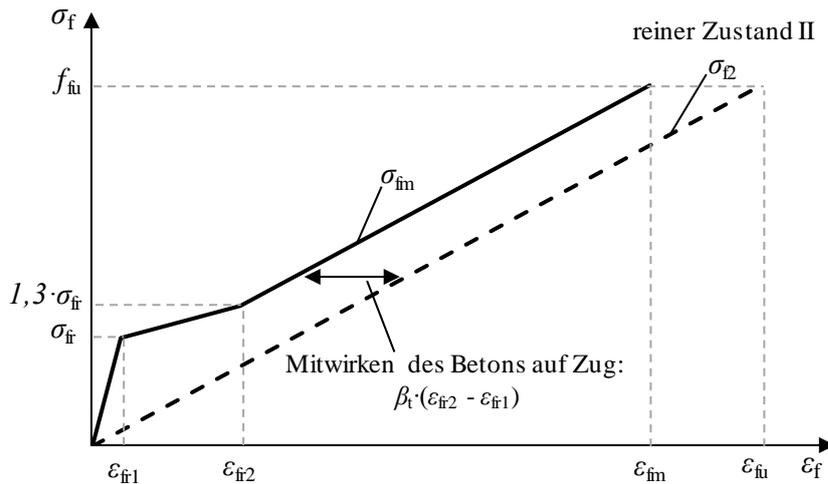


Abbildung 2.3: Zusammenhang zwischen mittleren Spannungen und Dehnungen nach Zilch, Zilch & Zehetmaier (2010)

Bei der Übertragung auf FVK-bewehrte Bauteile muss zwischen drei Zuständen der mittleren Dehnungen in der Bewehrung  $\varepsilon_{fm}$  unterschieden werden (vgl. Abbildung 2.3):

1. Ungerissen ( $0 < \sigma_{f2} \leq \sigma_{fr}$ ):

$$\varepsilon_{fm} = \varepsilon_{fr1} \quad \text{Gl. 2-24}$$

2. Rissbildungsphase ( $\sigma_{sr} < \sigma_{f2} \leq 1,3 \cdot \sigma_{fr}$ ):

$$\varepsilon_{fm} = \varepsilon_{fr2} - \frac{\beta_t \cdot (\sigma_{f2} - \sigma_{fr}) + (1,3 \cdot \sigma_{fr} - \sigma_{f2})}{0,3 \cdot \sigma_{fr}} \cdot (\varepsilon_{fr2} - \varepsilon_{fr1}) \quad \text{Gl. 2-25}$$

3. Abgeschlossenes Rissbild ( $1,3 \cdot \sigma_{sr} < \sigma_{f2} \leq f_{tu}$ )

$$\varepsilon_{fm} = \varepsilon_{fr2} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{fr2} - \varepsilon_{fr1}) \quad \text{Gl. 2-26}$$

Um nun die Krümmung  $\kappa_m$  zu berechnen, kann wie folgt vorgegangen werden:

1. Überprüfung in welchem Zustand das Bauteil an der betrachteten Stelle ist. Nach Gl. 2-24 bis Gl. 2-26 kann die mittlere Dehnung  $\varepsilon_{fm}$  zunächst abgeschätzt und für die weitere Berechnung der Querschnittswerte verwendet werden.

2. Über die abgeschätzte mittlere Dehnung kann nach Gl. 2-27 die Zuggurtsteifigkeit über den wirksamen E-Modul  $E_{f,eff}$  bestimmt und in das effektive E-Modulverhältnis  $\alpha_{f,eff}$  (Gl. 2-28) umgerechnet werden.

$$E_{f,eff} = \frac{\sigma_{f2}}{\varepsilon_{fm}} \quad \text{Gl. 2-27}$$

$$\alpha_{f,\text{eff}} = \frac{E_{f,\text{eff}}}{E_c} \quad \text{Gl. 2-28}$$

3. Ermittlung der Druckzonenhöhe  $x_m$  und des inneren Hebelarms  $z_m$  nach Gl. 2-29 und Gl. 2-30.

$$x_m = \left[ \sqrt{2 \cdot \alpha_{f,\text{eff}} \cdot \rho_{f,\text{eff}} + (\alpha_{f,\text{eff}} \cdot \rho_{f,\text{eff}})^2} - \alpha_{f,\text{eff}} \cdot \rho_{f,\text{eff}} \right] \cdot d \quad \text{Gl. 2-29}$$

$$z_m = d - \frac{x_m}{3} \quad \text{Gl. 2-30}$$

4. Mit den auf diese Weise ermittelten Querschnittswerten kann nun die mittlere Dehnung  $\varepsilon_{sm}$  zur Ermittlung der Krümmungen mit Hilfe des einwirkenden Moments nach Gl. 2-31 errechnet werden.

$$\varepsilon_{sm} = \frac{M}{z_m \cdot E_{f,\text{eff}} \cdot A_f} \quad \text{Gl. 2-31}$$

5. Die mittlere Krümmung  $\kappa_m$  wird schließlich mit Gl. 2-32 errechnet.

$$\kappa_m = \frac{\varepsilon_{sm}}{d - x_m} \quad \text{Gl. 2-32}$$

6. Die Verformung an entsprechender Stelle wird abschließend durch die Integration der Krümmung (vgl. Gl. 2-20) berechnet.

Die numerische Integration kann durch Anwendung der Newton-Cotes-Formeln (z. B. Simpson-Regel oder Trapezregel) erfolgen.

### 2.3.2.2 Berechnungsansatz nach DIN EN 1992-1-1

Der Ansatz zur direkten Verformungsberechnung nach DIN EN 1992-1-1 für überwiegend auf Biegung beanspruchte Bauteile beruht auf der Interpolation zwischen den Grenzwerten des ungerissenen und des gerissenen Bauteilzustands. Bauteile, bei denen die Betonzugfestigkeit unter der maßgebenden Einwirkungskombination an keiner Stelle überschritten wird, können als ungerissen betrachtet werden. Bauteile mit bereichsweise auftretenden Rissen bewegen sich in ihrem Verformungsverhalten zwischen dem von vollständig gerissenen und ungerissenen Bauteilen. Zur Bestimmung einer Verformungsgröße wird der Parameter  $\alpha$  eingeführt, welcher eine Dehnung, Krümmung oder Rotation darstellen kann. Die Berechnung des Parameter  $\alpha$  erfolgt nach Gl. 2-33 und darf vereinfacht auch als Durchbiegung angenommen werden.

$$\alpha = \zeta \cdot \alpha_{II} + (1 - \zeta) \cdot \alpha_I \quad \text{Gl. 2-33}$$

$$\zeta = 1 - \beta \cdot \left( \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2$$

Gl. 2-34

mit:

$\alpha$  Gesamtverformungsgröße eines Bauteils (Dehnung, Krümmung, Rotation oder vereinfacht Durchbiegung)

$\alpha_I$  Wert des betrachteten Parameters im ungerissenen Zustand I aus der Biegelinie

$\alpha_{II}$  Wert des betrachteten Parameters im gerissenen Zustand II aus der Biegelinie

$\zeta$  Verteilungsbeiwert nach Gl. 2-34 und Abbildung 2.4

$\beta$  Lastkoeffizient (1,0 für Kurzzeitbelastung, 0,5 für zyklische und Dauerbelastung)

$\sigma_{sr}$  Spannung der Zugbewehrung im Zustand II unter erstrisserzeugender Einwirkungskombination

$\sigma_s$  Spannung der Zugbewehrung im Zustand II

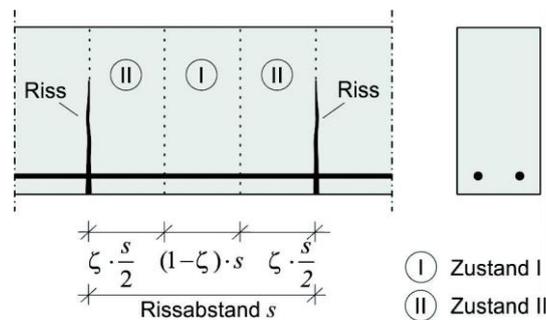


Abbildung 2.4: Modell zur Überlagerung der Bauteilzustände unter Verwendung von  $\zeta$  nach Litzner (1995)

Die Durchbiegung infolge Belastung wird unter quasi-ständiger Einwirkungskombination mit Hilfe von Integraltafeln berechnet.

Langzeiteffekte wie das Kriechen können bei diesem Ansatz durch den effektiven E-Modul  $E_{c,eff}$  für Beton nach Gl. 2-35 und für das Schwinden durch die Ermittlung der Querschnittskrümmungen  $1/r_{cs}$  nach Gl. 2-36 berücksichtigt werden und für die Berechnung der Gesamtverformungen herangezogen werden.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \varphi(\infty, t_0))}$$

Gl. 2-35

mit:

$E_{cm}$  mittlerer E-Modul des Betons

$\varphi(\infty, t)$  Kriechzahl für bestimmte Last und entsprechendes Zeitintervall

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_e \frac{S}{I}$$

Gl. 2-36

---

mit:

$\varepsilon_{cs}$  freie Schwinddehnung

$\alpha_e$  Verhältnis der E-Moduln der Bewehrung und des effektiven E-Moduls des Betons

$S$  Flächenträgheitsmoment 1. Grades des Bewehrungsquerschnitts in Bezug auf den Querschnittsschwerpunkt nach Litzner (1995)

$I$  Flächenträgheitsmoment 2. Grades nach Litzner (1995)

Die Schwindkrümmung wird nach der vorangehenden Gleichung für beide Bauteilzustände mit den entsprechenden geometrischen Größen ermittelt und ebenfalls unter Verwendung des Verteilungsbeiwerts interpoliert. Die Durchbiegung infolge Schwindens ergibt sich aus der mittleren Schwindkrümmung. Da das hier zugrunde gelegte Modell auf einem mechanischen Ansatz beruht, kann es direkt auf FVK-bewehrte Betonbauteile übertragen werden. Es muss lediglich der Verteilungsbeiwert  $\zeta$  an die jeweiligen Verbundbedingungen angepasst werden. Eine ausführliche Untersuchung dazu wurde von El Ghadioui (2020) durchgeführt.

## 2.3.3 Begrenzung der Rissbreite

### 2.3.3.1 Allgemeines

Die Berechnung der Rissbreite ist durch die vielen Einflussparameter und die natürliche Streuung der Betoneigenschaften ein komplexes Themenfeld. In der Literatur gibt es einige Arbeiten, welche sich diesem Thema widmen und Modelle sowie Bemessungskonzepte weiterentwickeln. Mit der Verwendung von FVK-Bewehrungselementen ist die Untersuchung der Rissentwicklung in bewehrten Betonbauteilen aktuell von großer Bedeutung. Aufgrund zahlreicher unterschiedlicher Produkte mit unterschiedlichen mechanischen, Verbund- sowie Oberflächeneigenschaften, kann die Rissbreitenberechnung nicht wie im Stahlbetonbau mit einer allgemeinen Berechnungsgleichung durchgeführt werden. Für jeden FVK-Stabtyp liegen andere Verbundeigenschaften vor, welche sich direkt auf die Rissbildung auswirken. Aus diesem Grund wird bei einigen Bemessungsmodellen ein Verbundkoeffizient in Abhängigkeit des Stabtyps eingeführt. Außerdem verfolgen einige Bemessungsrichtlinien nur eine indirekte Bemessung über ein Vergleichsmaß zur Begrenzung der Rissbreiten. Nachfolgend werden ausgewählte Modelle zur Bemessung und Begrenzung der Rissbreite vorgestellt.

### 2.3.3.2 Rissmodell nach DIN EN 1992-1-1 (2011)

Das Modell nach Eurocode 2 basiert auf der Annahme eines starren Verbunds. Dabei wird zugrunde gelegt, dass zwischen Bewehrung und Beton keine Relativverschiebung eintreten kann und die mittlere Verbundspannung in einem linearen Verhältnis zur Betonzugfestigkeit steht. Aufgrund des hohen E-Moduls und der Rippengeometrie trifft die Annahme näherungsweise für Betonstahl zu. Des Weiteren wird für die mittlere Verbundspannung ein empirisch ermittelter Wert von  $\tau_{bm} = 1,8 f_{ct,eff}$  angesetzt. Die Gültigkeit dieses Faktors gilt es bei der Übertragung auf FVK-Bewehrung gilt es zu überprüfen.

Die charakteristische Rissbreite kann unter Heranziehung des maximalen Rissabstandes und dem Ansatz der mittleren Dehnungen von Beton und Bewehrung wie folgt berechnet werden:

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{f/s,m} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{Gl. 2-37}$$

Die Differenz der mittleren Dehnungen ( $\varepsilon_{f/s,m} - \varepsilon_{cm}$ ) kann gemäß Eurocode 2 auch wie folgt formuliert werden:

$$(\varepsilon_{f/s,m} - \varepsilon_{cm}) = \left( \frac{\sigma_{f/s}}{E_{f/s}} - \beta_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{f/s,eff} \cdot E_{f,s}} \cdot (1 + \alpha_{f/s} \cdot \rho_{f/s,eff}) \right) \quad \text{Gl. 2-38}$$

Der maximale Rissabstand wird nach Eurocode 2 nach Gl. 2-39 bestimmt.

$$s_{r,max} = \frac{\emptyset}{3,6 \cdot \rho_{f/s,eff}} \leq \frac{\sigma_{f/s} \cdot \emptyset}{3,6 \cdot f_{ct,eff}} \quad \text{Gl. 2-39}$$

Dabei ist:

$w_k$  charakteristische Rissbreite

$s_{r,max}$	maximaler Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild
$\varepsilon_{f/s,m}$	mittlere Bewehrungsdehnung unter der maßgebenden Einwirkungskombination inkl. des Mitwirkens des Betons auf Zug
$\varepsilon_{cm}$	mittlere Betondehnung zwischen den Rissen
$\sigma_{f/s}$	Spannung der Zugbewehrung im Riss unter der Annahme eines gerissenen Querschnitts
$\rho_{f/s,eff}$	effektiver Bewehrungsgrad
$E_{f/s}$	E-Modul der Zugbewehrung
$\alpha_{f/s}$	Verhältnis der E-Moduln von Zugbewehrung und Beton
$\beta_t$	Verteilungsbeiwert der mittleren Spannungen ( $\beta_t = 0,6$ für kurzzeitige Einwirkung und $\beta_t = 0,4$ für dauerhafte Einwirkungen)

Dieser Ansatz erlaubt außerdem die Berücksichtigung sowohl kurzzeitiger als auch dauerhafter bzw. zyklischer Einwirkungen durch einen empirisch ermittelten Reduktionsfaktor für den Verteilungsbeiwert  $\beta_t$  der Bewehrungsspannungen.

### 2.3.3.3 Rissmodell nach ACI 440.1R-15 (2015)

Im Gegensatz zur vorangegangenen Fassung ACI 440.1R-06 (2006) enthält die aktuelle Version der US-amerikanischen Norm für FVK-bewehrte Betonbauteile nur noch eine indirekte Begrenzung der Rissbreiten durch Begrenzung eines maximalen Stababstandes. Weiterhin muss eine weitere Bedingung zur Begrenzung des maximalen Abstands von der äußersten gezogenen Randfaser des Betons zum Schwerpunkt der Längsbewehrung erfolgen, da dieser sich direkt auf die Rissbreiten auswirkt. Unter Einhaltung dieser Bedingungen sollen die auftretenden Rissbreiten auf  $w_{cr,max} = 0,7$  mm für nicht sichtbare Innenbauteile bzw.  $w_{cr,max} = 0,5$  mm für Bauteile mit besonderen Anforderungen begrenzt werden. Die indirekte Begrenzung der Rissbreite erfolgt mit den folgenden zwei Gleichungen:

$$s_{max} = 1,15 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot k_b} - 2,5 \cdot c_c \leq 0,92 \cdot \frac{E_f \cdot w}{f_{fs} \cdot k_b} \quad \text{Gl. 2-40}$$

$$d_c \leq \frac{E_f \cdot w}{2 \cdot f_{fs} \cdot \beta \cdot k_b} \quad \text{Gl. 2-41}$$

mit:

$s_{max}$	maximaler eizuhaltender Stababstand der Längsbewehrung im Bauteil
$E_f$	E-Modul der Längsbewehrung
$w$	Grenzwert der Rissbreite (0,5 mm bzw. 0,7 mm)
$f_{fs}$	Bewehrungsspannung infolge der Einwirkungskombination des GZG
$k_b$	empirischer Verbundkoeffizient der verwendeten Bewehrung; $k_b = 1,4$ sofern keine Herstellerangabe vorhanden oder Versuchswerte vorliegen
$c_c$	Betondeckung ab Unterkante der Bewehrung
$d_c$	Abstand der äußersten gezogenen Randfaser des Betons zum Schwerpunkt der Längsbewehrung

$\beta$  geometrischer Umrechnungsfaktor für die rechnerisch ermittelte Rissbreite auf Bewehrungshöhe zur äußersten gezogenen Randfaser

Der Ursprung dieser Gleichungen liegt in dem halb-empirischen Ansatz von Frosch (1999), welcher noch in der vorangegangenen Fassung (ACI 440.1R-06 (2006)) dieser Bemessungsrichtlinie als eine direkte Berechnung der Rissbreite enthalten war. In den Untersuchungen von Ospina & Bakis (2007) diente dieser Ansatz als Grundlage zur Ableitung der o. g. indirekten Begrenzung der Rissbreiten.

## **2.4 Erfüllung konstruktiver Randbedingungen und Bauverfahren**

Neben den Standsicherheitsnachweisen im GZT und GZG müssen für die Deckenplatten auch konstruktive Regelungen bezüglich des Brandschutzes und des Schallschutzes erfüllen. Des Weiteren werden in diesem Abschnitt die Herstellung bzw. der Einbau der Bauteile am Bauwerk diskutiert.

### **2.4.1 Anforderungen an den Brandschutz:**

Die Bemessung von Bauteilen im Brandfall ist in DIN EN 1991-1-2 (2010-12) geregelt. Gemäß der Musterbauordnung 2002 (2012) sind für Wohnungsdecken für die Gebäudeklassen 1 und 2 eine Feuerwiderstandsdauer von mindestens F 60 und für die Gebäudeklasse 3 bis 5 größer F 60 vorzusehen. Da FVK-Bewehrungen i. d. R. mit Kunstharzen (z. B. Epoxid- oder Vinylderharz) als Matrixwerkstoffen produziert werden, ist eine deutlich geringere Feuerwiderstandsdauer dieser Bewehrungstypen zu erwarten. Der Grund dafür liegt darin, dass diese Kunstharze nur bis ca. 100 °C ihre mechanischen Eigenschaften erhalten und mit steigender Temperatur hohe Festigkeitsverlust zu erwarten sind. Die Untersuchung des Feuerwiderstands von BFK-bewehrten Betonbauteilen ist nicht Bestandteil dieser Forschungsarbeit. Daher wird diese Thematik nicht weiter ausgeführt.

### **2.4.2 Anforderungen an den Schallschutz**

Im Wesentlichen wird der Schallschutz durch eine Mindestdicke der Deckenplatte sichergestellt. Wird die Mindestdicke unterschritten, kann durch geeignete Maßnahmen, wie z. B. einer Trittschalldämmung, dennoch der Schallschutz entsprechend der Anforderungen erfüllt werden.

Zur Einhaltung des im Wohnungsbau bei Geschossdecken geforderten Norm-Trittschallpegel  $L'_{n,w,d} = 53$  dB sollte nach DIN 4109 die flächenbezogene Masse einer Massivdecke  $270 \text{ kg/m}^2$  nicht unterschreiten. Daraus resultiert eine Deckendicke von mindestens 12 cm für einen Beton-Vollquerschnitt. Sollen die Vorschläge des Beiblattes 2 zur DIN 4109 für einen erhöhten Schallschutz von  $L'_{n,w,d} = 46$  dB erfüllt werden, sollte eine Massivdecke mit einer flächenbezogenen

---

Masse von mindestens  $400 \text{ kg/m}^2$  bzw. eine Dicke von 18 cm vorgesehen werden. Daneben kann die Trittschalldämmung auch durch den Einbau von abgehängten Unterdecken verbessert werden.

Somit stellt eine Deckendicke von 12,0 cm aus schallschutztechnischen Gründen den unteren Grenzwert dar. Aufgrund der Spannweiten und anzunehmenden Lasten für den Wohnungsbau, ist i. d. R zur Erfüllung der Nachweise im GZG und GZT eine größere Deckendicke erforderlich. Im Allgemeinen liegt bei praxisüblichen Spannweiten in der Regel eine ausreichende Bauteildicke vor, um die Anforderungen an den Schallschutz zu erfüllen.

### **2.4.3 Typische Spannweiten für den Wohnungsbau**

Für den Wohnungsbau können die folgenden Gebäudetypen angenommen werden:

- Einfamilienhaus
- Doppelhaus
- Reihenhaushaus
- Mehrfamilienhaus

Im Rahmen dieser Arbeit wurde eine Recherche zu den o. g. Haustypen und deren typische Grundrisse durchgeführt. Dazu wurden die von Wohnungsbaufirmen standardisierten Grundrisspläne ausgewertet. Nachfolgend ist beispielhaft für jeden Haustyp ein Grundrissplan dargestellt.

#### Einfamilienhaus:

Bei einem Einfamilienhaus können individuelle Grundrisse und Gebäudeformen vorliegen. Anbieter von Fertighausherstellern optimieren häufig die Grundrisse, um eine möglichst effiziente Nutzbarkeit der Grundfläche des Hauses als Wohnfläche zu erhalten. Beispielhaft ist in Abbildung 2.5 ein typischer Grundriss eines mittelgroßen Einfamilienhauses dargestellt. Die Außenabmessungen liegen hier bei 10,64 m x 9,51 m. Die Deckenspannweiten liegen demnach ca. bei 4,5 m. Aufgrund der vielen Möglichkeiten der Planung eines Einfamilienhauses, ist es jedoch schwierig eine für diesen Gebäudetyp typische Spannweite abzuleiten. Es konnte aus der Studie vieler Grundrisspläne jedoch entnommen werden, dass Deckenspannweiten kleiner 4,0 m selten bzw. gar nicht vorkamen.

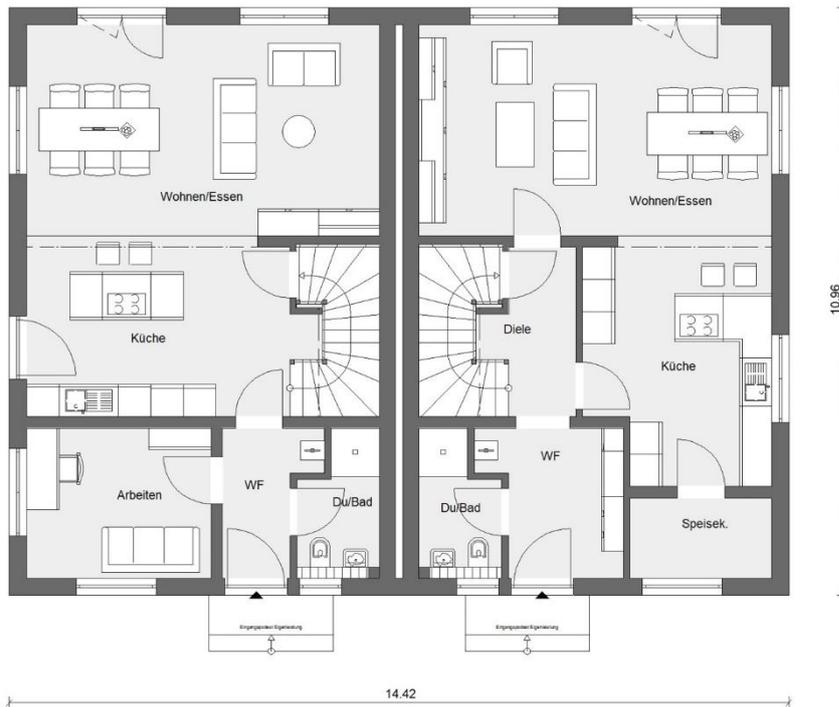


Abbildung 2.5: Typischer Regelgrundriss eines Einfamilienhauses <sup>1</sup>

### Doppelhaus:

Das Doppelhaus ist beim Einfamilienhaus eine beliebte Variante. Durch die direkte Angrenzung und Teilung der mittleren Gebäudewand sowie des Dachs, kann eine effiziente Ausnutzung des vorhandenn Grundstücks erfolgen. Häufig liegen bei einem Doppelhaus die gleichen Grundrisse in den Gebäudehälften vor, welche i. d. R in der Mitte gespiegelt sind. Der hier beispielhaft gezeigte Grundriss in Abbildung 2.6 hat eine Gebäudeabmessung von 14,42 m x 10,96 m. Die Deckenspannweite liegt hier bei ca. 7,00 m. Diese Gebäudeabmessungen sind für ein Doppelhaus typisch. Es liegen jeadoch auch häufig kleinere Deckenspannweiten vor. Aus der Studie der Grundrisspläne von Doppelhaushälften resultieren demnach typische Deckenspannweiten zwischen 5,5 m und 7,00 m.

<sup>1</sup> [https://images.musterhaus.net/app/uploads/rensch-haus\\_einfamilienhaus-life-157\\_grundriss-eg.jpg](https://images.musterhaus.net/app/uploads/rensch-haus_einfamilienhaus-life-157_grundriss-eg.jpg) (Zugriff: 08.01.2021)



**Abbildung 2.6: Typischer Regelgrundriss eines Doppelhauses<sup>2</sup>**

### Reihenhaus

Das Reihenhaus ist eine Erweiterung eines Doppelhauses um weitere Einheiten des gleichen Grundrisses. Der hier beispielhaft gezeigte Grundriss in Abbildung 2.6 hat die Abmessung einer Gebäudeeinheit von 11,0 m x 6,0 m. Die Deckenspannweite liegt hier somit bei 6,0 m. Diese Gebäudeabmessungen sind für wie zuvor auch für das Doppelhaus erläutert, typisch. Es können jedoch auch größere und etwas kleinere Deckenspannweiten vorkommen. Aus der Studie der Grundrisspläne von Reihenhäusern resultieren demnach ebenfalls typische Deckenspannweiten zwischen 5,5 m und 7,0 m.

<sup>2</sup> <https://www.schwoererhaus.de/mondernes-doppelhaus/> (Zugriff 08.01.2021)



Abbildung 2.7: Typischer Regelgrundriss eines Reihenhauses<sup>3</sup>

<sup>3</sup> [http://www.kowalski-haus.de/html/kowalski\\_haus\\_maya\\_159.html](http://www.kowalski-haus.de/html/kowalski_haus_maya_159.html) (Zugriff 08.01.2021)

## Mehrfamilienhaus:

Mehrfamilienhäuser weisen i. d. R mehrere Geschosse auf, die einen wiederkehrenden Grundriss aufweisen. Beispielhaft ist in Abbildung 2.8 ein Grundriss eines Mehrfamilienhauses dargestellt. Da die Planung großer Wohnhäuser auch stark von den Standortbedingungen und des zur Verfügung stehenden Grundrisses abhängig ist, erfolgen für Mehrfamilienhäuser deshalb individuelle Anpassungen, um eine optimale Flächenausnutzung zu erzielen. Es konnte jedoch aus vielen untersuchten Grundrissplänen einen typischen Bereich der Deckenspannweiten herausgearbeitet werden. Dabei liegen die vorhandenen Spannweiten i. d. R zwischen 5,0 m und 6,0 m.



Abbildung 2.8: Typischer Regelgrundriss eines Mehrfamilienhauses <sup>4</sup>

### 2.4.4 Bauverfahren für Deckenplatten im Wohnungsbau

Im Betonbau wird prinzipiell zwischen Ortbeton- und Fertigteilbauweise unterschieden. Im Wohnungsbau liegen häufig regelmäßige und wiederholende Querschnitte und Spannweiten vor. Aus diesem Grund werden sehr häufig Flächenbauteile (Deckenplatten) mit sog. Halbfertigteilen hergestellt. Dies ist eine Kombination der Fertigteil- mit Ortbetonbauweise. Dabei werden dünne Elementbauteile im Fertigteilwerk vorproduziert und auf die Baustelle transportiert. Vor Ort werden diese Halbfertigteile an die entsprechende Position verbaut und mit Ortbeton ergänzt, wodurch das finale Bauteil entsteht. Der Vorteil bei diesem Bauverfahren ist,

<sup>4</sup><https://www.elkhaus.de/haeuserwelten/elk-mehrfamilienhaeuser/sortiment/elk-mehrfamilienhaus-93-4-tops?hid=105> (Zugriff: 08.01.2021)

---

dass die Halbfertigteile sehr ressourceneffizient dimensioniert werden können. Die Bauteildicke wird dabei so groß gewählt, dass das Bauteil als Schalung für die Ortbetoneergänzung die Betonierlast abtragen kann. Dadurch werden Massen beim Transport dieser Halbfertigteile eingespart. Des Weiteren ist keine zusätzliche Schalung für die Deckenbauteile auf der Baustelle erforderlich, was die Wirtschaftlichkeit erhöht und den Baufortschritt beschleunigt. Daher kommt die Bauweise mit Halbfertigteilen im Wohnungsbau häufig zum Einsatz.

## 3 Festlegung der Materialzusammensetzungen (AP 2)

### 3.1 Bewehrung aus BFK

#### 3.1.1 Allgemeines

Im Bereich der FVK-Bewehrung gibt es mittlerweile eine große Produktvielfalt, welche stabförmige als auch gitterförmige, sog. Gelege umfasst (vgl. Abbildung 3.1).



**Abbildung 3.1: Gelege (links) und Bewehrungsstab (rechts) aus basaltfaserverstärktem Kunststoff**

Bewehrung aus basaltfaserverstärktem Kunststoff (BFK) ist auf dem Markt noch nicht so breit vertreten wie andere Faserkunststoffarten wie beispielsweise die Glas- oder die Carbonfaser. In Deutschland ist das Angebot von BFK-Bewehrung noch begrenzter. Nach einer ausgiebigen Recherche, konnte zum Zeitpunkt der Bauteildimensionierung lediglich ein Hersteller ausfindig gemacht werden, der BFK-Produkte zur Verwendung als Betonbewehrung in Deutschland produziert und die benötigten Bewehrungsmengen in verschiedenen Durchmessern liefern konnte. Dieser Hersteller bietet stabförmige Bewehrung in den Nenndurchmessern 6,0 mm, 8,0 mm, 10,0 mm und 12,0 mm an. Des Weiteren umfasst das Angebot auch Gelege, welche lediglich einen sehr geringen Bewehrungsquerschnitt von nur 107 mm<sup>2</sup>/m aufweisen. Zum Nachweis der Standsicherheit reicht dieser geringe Querschnitt in den meisten Fällen nicht aus, wodurch eine mehrlagige Bewehrungsanordnung vorzusehen wäre. Das Interaktions- und Gesamttragverhalten mehrlagiger BFK-Gelege ist jedoch nicht bekannt, weshalb von dieser Bewehrungsanordnung zunächst abzusehen ist. Aus diesem Grund und des geringen Querschnitts einer einlagigen Bewehrung ist die Verwendung der Gelege als Biegebewehrung in Deckenplatten zunächst noch ungeeignet.

Aus den zuvor aufgeführten Gründen werden alle experimentellen Untersuchungen mit stabförmiger Bewehrung der Firma Deutsche Basaltfaser GmbH durchgeführt. Eine Übersicht zu den Spezifikationen der Bewehrung sowie des Herstellungsprozesses wird nachfolgend beschrieben.

#### 3.1.2 Eigenschaften der BFK-Bewehrung

Der Ausgangsstoff der Basaltfasern ist die gleichnamige Gesteinsart Basalt, die ein basisches Vulkangestein ist. Basalt entsteht, wenn Magma bei Austritt an der Erdoberfläche oder in Ozeanen erkaltet. Mit einem Anteil von 33 % in der Erdkruste ist Basalt die Gesteinsart mit der

größten Verbreitung auf der Erde [Dhand et al. (2015)]. Fast der komplette Meeresboden besteht in einer seiner oberen Schichten aus Basaltgestein, aber auch in Deutschland findet man lokale Vorkommen, beispielsweise im Vogelsberg oder dem Rheinland. Die Farbe des Gesteins ist dunkelgrau/braun bis schwarz. Es sind somit immense Vorkommen vorhanden und praktisch überall auf der Erde innerhalb der Erdkruste zu finden. Die große Verteilung der Vorkommen liegt zum einen daran, dass die Erdgeschichte von vulkanischer Aktivität geprägt ist, zum anderen zählt Basalt mit einer Dichte von etwa bis  $3.000 \text{ kg/m}^3$  zu den härteren Gesteinen und hat somit einen hohen Widerstand gegenüber Erosionen.

Basaltfasern gehören zur Kategorie der Naturfasern und sind somit nicht gesundheits- oder umweltschädlich. Darüber hinaus ist aufgrund der guten geografischen Verfügbarkeit eine kostengünstige Herstellung möglich. Die Technologie zur Herstellung der Basaltfasern wurde im Moskauer Forschungsinstitut für Glas und Plastik in den Jahren 1953 und 1954 entwickelt. Dem ging eine Forschungszeit von etwa 30 Jahren voraus [Fiore et al. (2015)]. Die ersten Fabriken, in denen Basaltfasern kommerziell hergestellt wurden, entstanden in der UdSSR Ende der 80er Jahre in Sudogda, in der Ukraine und in Georgien [Artemenko (2003)].

Basaltgestein wird durch die geologischen Gegebenheiten seines Entstehungsortes geprägt, wodurch die Basaltvorkommen unterschiedliche chemische Zusammensetzungen und Mineralbestände aufweisen. Die wesentlichen chemischen Bestandteile des Basaltgesteins sind in Tabelle 3-1 dargestellt.

**Tabelle 3-1: Chemische Zusammensetzung von Basaltgestein**

Bestandteil	Molekül	Masseanteil in %
Siliziumoxid	$\text{SiO}_2$	45 – 60
Aluminiumoxid	$\text{Al}_2\text{O}_3$	12 – 19
Eisenoxid	$\text{Fe}_2\text{O}_3$	5 – 15
Calciumoxid	$\text{CaO}$	6 – 12
Magnesiumoxid	$\text{MgO}$	3 – 7
Titanoxid	$\text{TiO}_2$	0,9 – 2,0
Natriumoxid	$\text{Na}_2\text{O}$	2,5 – 6,0
Andere	-	2,0 – 3,5

Als Ausgangsstoff zur Herstellung von Basaltfilamenten wird lediglich das Basaltgestein ohne weitere Zugabe von Mineralien oder anderen Stoffen benötigt. Für die Faserproduktion muss jedoch das verwendete Gestein nach Militky & Kovacic (1996) folgende Rahmenbedingungen erfüllen:

- Der  $\text{SiO}_2$ -Gehalt sollte 46 % mit konstantem Molekül-Aufbau aufweisen
- Die Schmelze sollte ohne feste Rückstände erfolgen
- Eine ausreichend hohe Viskosität für die Faserproduktion muss gegeben sein
- Erhärtung ohne ausgeprägte Kristallisation zu einem glasartigen Zustand

Das gebrochene Rohmaterial (ca. 40 mm große Bruchstücke) wird bei ca. 1400°C aufgeschmolzen und durch zahlreiche feine Platin-Rhodium Düsen zu einem Filament geformt. Nach dem Austreten aus den Düsenköpfen werden die Rohfilamente unter Luftkühlung mit kontinuierlich hoher Geschwindigkeit mechanisch abgezogen. Bei diesem Prozess wird gleichzeitig eine Schlichte auf die Endlosfaser aufgetragen. Die Schlichte erhöht die Faserflexibilität und erleichtert die Weiterverarbeitung der Filamente [Deutsche Basalt Faser GmbH (2016)]. Das beschriebene Herstellverfahren wird Düsenziehverfahren genannt und ist in Abbildung 3.2 dargestellt. Auch die Glasfaser wird mit diesem Verfahren hergestellt.



**Abbildung 3.2: Herstellprinzip des Düsenziehverfahrens aus Deutsche Basalt Faser GmbH (2016) (links) und eine Basaltfaser auf einer Spinnspule (rechts)**

Die Eigenschaften der Basalt-Endlosfaser sind nach der Herstellung weitestgehend identisch mit denen des Rohmaterials. Die physikalischen Eigenschaften ähneln stark der weitverbreiteten Glasfaser, wobei der Großteil der Parameter, welche zur Verwendung als Bewehrung in Beton erforderlich sind, übertroffen werden. Die Basaltfaser weist nach Liu (2008) im Vergleich mit der Glasfaser folgende bessere Eigenschaften auf:

- höherer E-Modul
- höhere chemische Beständigkeit gegen Wasser und die meisten Chemikalien
- höhere Temperaturbeständigkeit
- niedriger Wärmeleitfähigkeitskoeffizient
- höhere Beständigkeit gegen UV-Strahlung

Des Weiteren ist der Energiebedarf zur Schmelze während des Herstellungsprozesses der Basaltfaser im Vergleich zur Glasfaser geringer. Da die Schmelzenergie den wesentlichen Anteil den zur Produktion erforderlichen Energiemenge darstellt, ist die Basaltfaser ökologisch sowie ökonomisch gegenüber der Glasfaser zu bevorzugen (vgl. Abbildung 3.3). Auch im Vergleich mit Stahl, weist die Basaltfaser einen deutlich geringeren Energiebedarf zur Herstellung auf. Ein Vergleich des Energieverbrauchs und der Produktionskosten zur Herstellung von einem kg verschiedener Materialien ist in Abbildung 3.4 dargestellt.

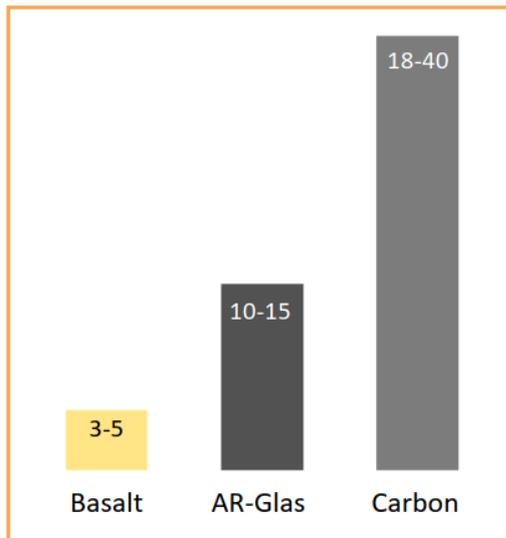


Abbildung 3.3: Marktpreise in €/kg<sup>5</sup>

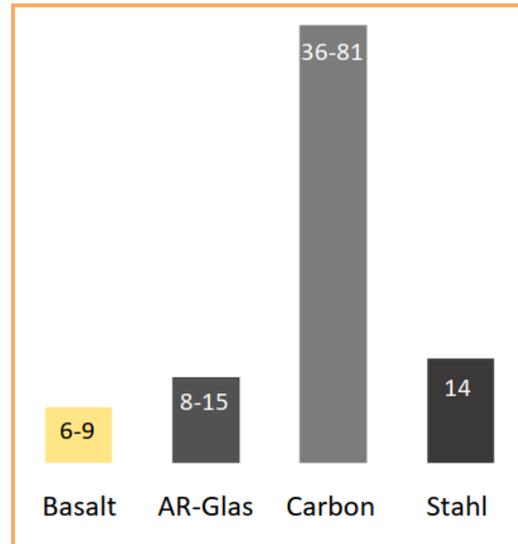


Abbildung 3.4: Energieverbrauch zur Basaltfaserherstellung in kWh/kg<sup>6</sup>

Somit bietet die Basaltfaser ein großes Potenzial für ein ressourcenschonendes alternatives Bewehrungsmaterial.

Neben den o. g. Vorteilen gibt es auch Nachteile bei der Verwendung von Basaltfasern als Fasermaterial für FVK-Bewehrung. Neben dem geringen E-Modul, was zu deutlich größeren Dehnungen unter gleicher Spannung im Vergleich zur Stahlbewehrung führt, ist die Rezyklierung der Fasern bei der Verwendung als FVK-Bewehrung problematisch. Die Basaltfasern können zwar direkt recycelt und der Schmelze hinzugefügt werden. Dabei ist jedoch darauf zu achten, dass die Fasern von anderen Stoffen zuvor getrennt werden müssen. Dies stellt eine Schwierigkeit für BFK-Bewehrung dar, da die Fasern i. d. R. vollständig von der Kunststoffmatrix umhüllt sind.

Eine Auflistung der physikalischen Eigenschaften von Basaltfasern im Vergleich zu Glasfasern ist in der nachfolgenden Tabelle 3-2 zu finden.

---

<sup>5</sup> Aus Anwenderheft für Basaltbewehrung, S. 18 [Deutsche Basalt Faser GmbH 2016]

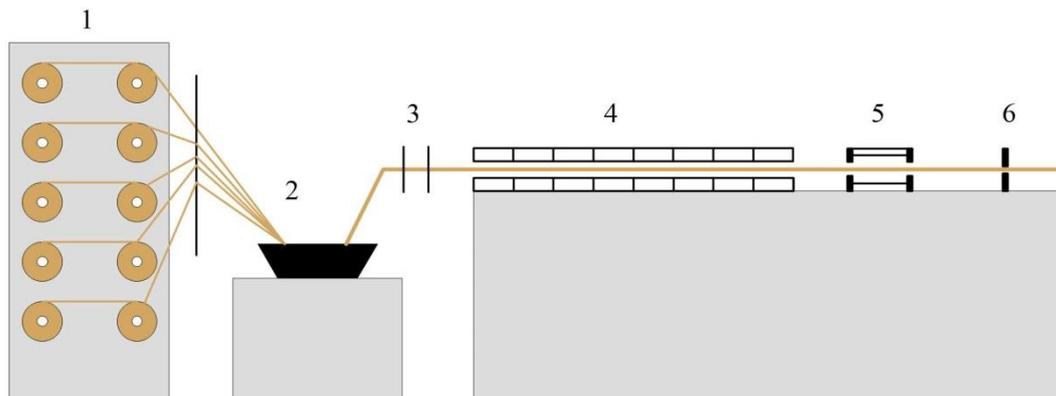
<sup>6</sup> Aus Anwenderheft für Basaltbewehrung, S. 18 [Deutsche Basalt Faser GmbH 2016]

**Tabelle 3-2: Materialeigenschaften ausgewählter Fasern im Vergleich nach Teschner (2013)**

Eigenschaften	Faserart		
	Basalt <sup>1)</sup>	E-Glas <sup>2)</sup>	AR-Glas <sup>2)</sup>
Dichte in kg/m <sup>3</sup>	2,75	2,70	2,70
Ausdehnungskoeffizient K <sup>-1</sup>	$0,6 \cdot 10^{-6}$	$5,4 \cdot 10^{-6}$	$6,5 \cdot 10^{-6}$
Zugfestigkeit in MPa	bis 4.840	bis 3.450	bis 3.600
E-Modul in MPa	bis 89.000	bis 72.000	bis 75.000
Bruchdehnung in %	≈ 3,15	≈ 4,6	≈ 4,4

<sup>1)</sup>Deutsche Basalt Faser GmbH (2016); <sup>2)</sup>Ehrenstein (2006)

Die Herstellung der BFK-Bewehrung erfolgt im sogenannten Strangziehverfahren (Pultrusion). Dabei werden die beiden Werkstoffe, Endlosfasern und Kunststoffmatrix, zusammengeführt. Der Schematische Prozess der Pultrusion ist in Abbildung 3.5 dargestellt.



**Abbildung 3.5: Schematische Darstellung der Pultrusion nach Ehrenstein (2006)**

Nachdem die zuvor mit einer sogenannten Schlichte versehenen Fasern gestreckt, zu Rovings gebündelt und auf einer Spindel gelagert wurden, werden sie im Rahmen des Pultrusionsprozesses wieder abgewickelt (1) und durch ein Harzbad (2) geführt, wobei die Matrix des FVK-Stabes entsteht. Die einzelnen Fasern der Rovings haben einen Durchmesser von etwa 10 bis 30  $\mu\text{m}$ , je nach Düsendurchmesser des Herstellungsprozesses. Je kleiner der Faserdurchmesser ist, desto größer ist die Festigkeit des entstehenden Verbundwerkstoffes. Dies erklärt sich nach Bergmeister (2003) durch den Einfluss des Faserdurchmessers auf den Faserzwischenraum und der damit einhergehenden veränderten Versagensform der Matrix.

Im Harzbad erfolgt darüber hinaus die Zugabe von Füllstoffen. Im darauffolgenden Verfahrensschritt werden die Faserbündel in ihre vorgesehene Form gebracht (3), unter Zufuhr von Wärme (4) erhärtet und gezogen bzw. gereckt (5). Abschließend können die BFK-Stäbe auf die gewünschte Länge geschnitten werden (6).

Die Oberfläche der FVK-Bewehrungsstäbe kann sowohl vor als auch nach dem Erhärten bearbeitet werden, um z. B. den Verbund im Beton zu verbessern. Kombinationen zwischen den Verfahren sind ebenfalls möglich. Im Strangziehverfahren lassen sich im Prinzip neben dem klassischen runden Bewehrungsstab beliebige Querschnittsformen herstellen. Diese können zum Beispiel rechteckig oder elliptisch sein Ehrenstein (2006).

Aufgrund der geringen Dehnsteifigkeit der Harzmatrix ist das Harz nur zu einem sehr geringen Anteil am Lastabtrag beteiligt. Daher werden die mechanischen Eigenschaften des Verbundwerkstoffes in Längsrichtung hauptsächlich von den Verstärkungsfasern bestimmt. Die Materialeigenschaften in Querrichtung hängen maßgebend von der Kunstharzmatrix ab. Die Zugfestigkeit ist vom Faservolumengehalt, der Faserorientierung, dem Faser-Matrix-Verbund sowie der Faserlänge abhängig und ist umso größer, je kleiner der Faserdurchmesser ist. Dies lässt sich gemäß Schürmann (2007) auf den sogenannten Maßstabeffekt zurückführen. Statistisch betrachtet befindet sich in einem großen Werkstoffvolumen eine deutlich höhere Anzahl an Fehlstellen, welche festigkeitsreduzierend wirken, als in einem kleinen Volumen. Daher reduzieren sich bei einem kleineren Faserquerschnitt auch die Anzahl der Fehlstellen und deren Wirksamkeit. Dieser Maßstabeffekt wurde an Glasfasern nachgewiesen, deren Volumen über den Faserdurchmesser variiert wurde.

Wie in Tabelle 3-3 dargestellt, kann die Zugfestigkeit der Verbundwerkstoffe in axialer Richtung ein Vielfaches der Zugfestigkeit von Betonstahl betragen, wohingegen der E-Modul in der Regel wesentlich geringer ist. So beträgt beispielsweise der E-Modul des Basaltfaserverbundwerkstoffes nur ca. ein Viertel des E-Moduls von Betonstahl, was bei gleicher Spannung zu deutlich größeren Dehnungen und damit zu höheren Bauteilverformungen führt. Die Dichte der BFK- und GFK-Stäbe ist gerade so hoch, dass sie während der Betonage nicht aufschwimmen. Beim Einsatz anderer Verstärkungsfasern, beispielsweise Kohlenstofffasern, müssen die Stäbe auf Bewehrungshöhe zusätzlich gegen das Auftreiben im Beton gesichert werden.

**Tabelle 3-3: Mechanische Eigenschaften unter Zugbeanspruchung verschiedener Werkstoffe im Vergleich; (nach Pritschow (2016), Vincent et al. (2013), High et al. (2015), Aydin (2018); Elgabbas et al. (2016))**

FVK	E-Modul (axial)	Zugfestigkeit	Bruchdehnung	Querdehnzahl	Wärmedehnzahl (axial/radial)	Dichte
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	%	-	10 <sup>-6</sup> /K	g/cm <sup>3</sup>
AFK*	30.000 - 125.000	600 - 2.500	1,8 - 4,4	0,34	-6 bis -2 / 60 bis 80	1,25 - 1,5
CFK*	120.000 - 580.000	600 - 3.500	0,5 - 1,8	0,21	-9 bis 0 / 74 bis 104	1,5 - 1,9
GFK*	30.000 - 60.000	400 - 1.600	1,2 - 3,7	0,30	5 bis 10 / 21 bis 34	1,25 - 2,6
BFK*	44.000- 70.000	1.000- 1.700	2,2 - 2,7	0,30	2 bis 4 / 17 bis 26	2,0-2,2
Betonstahl	200.000	480 - 960	6,0 - 12,0	0,18	12	7,85

Faseranteil 50 bis 75 Vol.% fib Bulletin 40 (2007)

---

Die Abweichungen der mechanischen Eigenschaften zwischen der Einzelfaser (vgl. Tabelle 3-2) und einem Bewehrungselement nach Tabelle 3-3 resultieren daraus, dass die Kunststoffmatrix einen Anteil am Gesamtquerschnitt von 50 bis 25 % ausmacht. Die mechanischen Eigenschaften der Bewehrung sind somit stark von den mechanischen Eigenschaften des verwendeten Kunststoffs sowie der Produktionsqualität des jeweiligen Herstellers abhängig.

### **3.2 Herstellung BFK-bewehrter Deckenplatten**

Wie bereits in Kapitel 2 ausgeführt, werden aufgrund des schnellen Baufortschritts im Wohnungsbau vorwiegend Halbfertigteile mit anschließendem Aufbeton eingesetzt. Für die Herstellung solcher Halbfertigteile werden eigens dafür entwickelte Einbauteile benötigt. Die sog. Gitterträger stellen die Verbundbewehrung in der Betonierfuge sicher, erhöhen die Bauteilsteifigkeit beim Transport und der Betonage und bieten gleichzeitig den Anschlagpunkt für die Hebewerkzeuge für die Montage auf der Baustelle. Diese Gitterträger bestehen aus Betonstahl. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt sind noch keine Lösungen und Alternativen aus nichtmetallischen Bewehrungen auf dem Markt verfügbar. Um eine Mischung von zwei Bewehrungsmaterialien zu verhindern, können zum gegenwärtigen Zeitpunkt keine Deckenplatten mit BFK-Bewehrung als Halbfertigteil hergestellt werden.

Im Rahmen dieses Forschungsprojektes werden die für die experimentellen Untersuchungen benötigten Platten-Bauteile durch das Fertigteilwerk von der Firma Dreßler Bau GmbH zur Verfügung gestellt. Diese Bauteile werden als Vollfertigteil hergestellt und zum Forschungs- und Prüflabor des Instituts für Massivbau angeliefert.

Die Herstellung der Fertigteile in Betonfertigteilwerken findet unter konstanten Fertigungsbedingungen statt. Die betonierten Bauteile werden bereits nach einigen Stunden bzw. am nächsten Tag ausgeschalt. Zum Transport zur Baustelle weisen die Bauteile ein Betonalter von nur wenigen Tagen auf. Aus diesem Grund werden bei der Herstellung in der Regel Betonfestigkeitsklassen ab C 35/45 oder höher verwendet, da diese eine schnellere Festigkeitsentwicklung und somit eine größere Frühfestigkeit aufweisen als Betone mit einer geringeren Festigkeitsklasse. Die höhere Festigkeit nach bereits wenigen Tagen ist ein entscheidender Faktor für einen schadensfreien Transport zur Baustelle, wodurch der Einsatz einer höheren Betonfestigkeitsklasse als zum Lastabtrag benötigt wird, gerechtfertigt ist.

Gleichzeitig hat die höhere Betondruckfestigkeit einen positiven Effekt auf die Bauteilverformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Denn durch eine größere Betondruckfestigkeit steigt auch gleichzeitig die mittlere Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  an, welche einen maßgeblichen Einfluss auf die Rissbildung eines horizontalen Bauteils hat, welches auf Biegung beansprucht wird. Mit steigender Betonzugfestigkeit nimmt auch der mittlere Rissabstand zwischen den auftretenden Biegerissen zu. Durch diesen Effekt erhöht sich die Gesamtsteifigkeit des Bauteils, wodurch die Gesamtverformungen des Bauteils geringer werden.

Prinzipiell wäre aber auch eine Anwendung der Bewehrung in Ortbetonbauweise denkbar. Die BFK-Bewehrung ist aufgrund ihres geringeren E-Moduls im Vergleich zu Betonstahl deutlich

---

weicher. Aus diesem Grund gestaltet sich das Begehen und Arbeiten auf den eingebauten Bewehrungskörpern in der Schalung als schwierig, da konstruktive Verbindungen der einzelnen Bewehrungselemente beschädigt werden könnten. Dieser Umstand müsste bei der Ortbetonbauweise durch befestigte Stellen zur Begehung auf den Bewehrungskörben berücksichtigt werden. Der Betoneinbau ist aufgrund der Dichte der BFK-Bewehrung problemlos umsetzbar. Die Dichte der Bewehrung ist gemäß Tabelle 3-3 groß genug, dass diese größer als die des Frischbetons ist und kein Auftreiben der Bewehrung zu erwarten ist.

## 4 Erstellung eines Versuchsprogramms inklusive der Bauteilentwicklung (AP 3)

### 4.1 Versuchsprogramm an Kleinversuchskörpern

#### 4.1.1 Verbundverhalten der Bewehrung in Beton

Im Rahmen eines experimentellen Versuchsprogramms zur Untersuchung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wurden insgesamt 39 Probekörper hergestellt und geprüft. Dabei wurden die Parameter Stabdurchmesser ( $\emptyset$ ), Betonfestigkeit ( $f_c$ ) und Verbundlänge ( $l_b$ ) untersucht. Weiterhin wurden Referenzversuche an konventioneller Stahlbewehrung durchgeführt, um das Verbundverhalten der FVK-Bewehrung im direkten Vergleich bewerten zu können.

Die beiden Bewehrungstypen sind in Abbildung 4.1 gegenübergestellt.

Ba: Straff umwickelt und besandet



S: Betonstahl (gerippt)



Abbildung 4.1: Im Auszugversuch untersuchte Stabtypen

Der Versuchskörper ist in der Abbildung 4.2 (rechts) dargestellt.

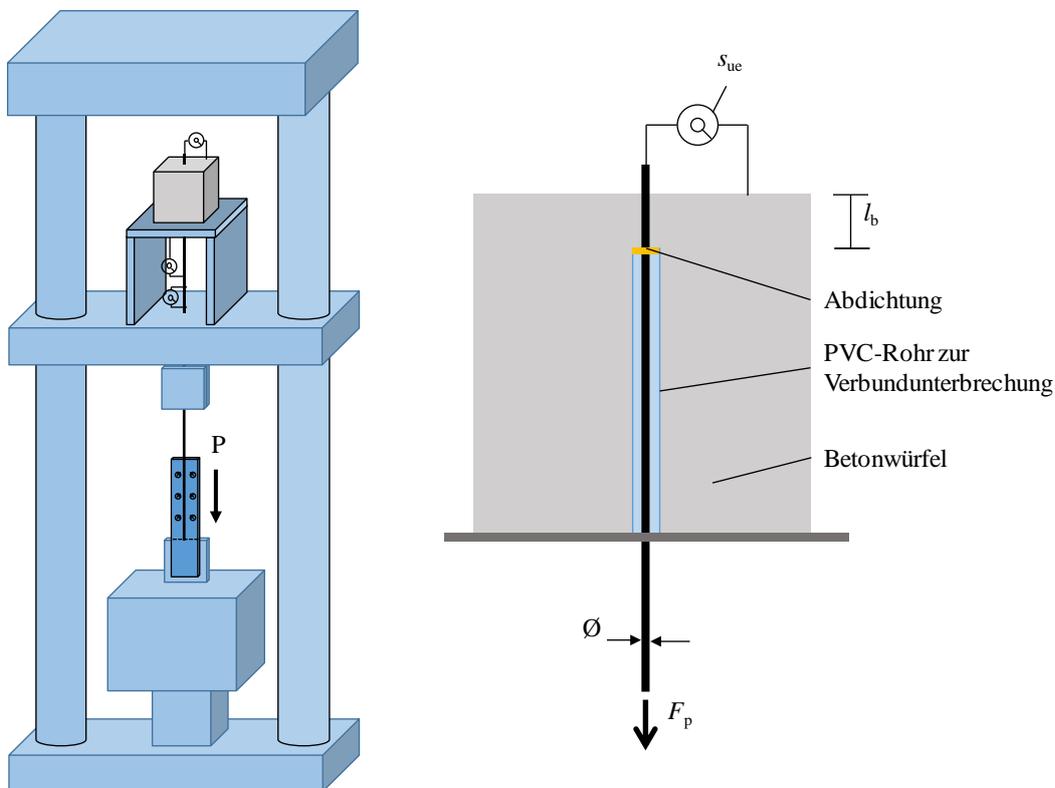


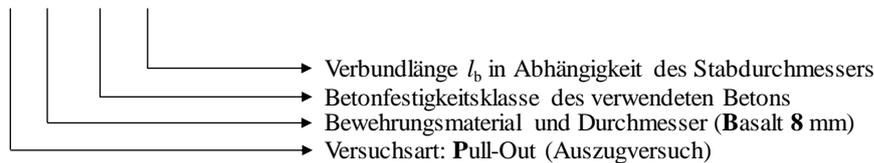
Abbildung 4.2: Versuchsaufbau (links) und Versuchskörper (rechts)

Die Auszugversuche wurden mit einer Universalprüfmaschine durchgeführt. Eine Skizze des Versuchsaufbaus ist in Abbildung 4.2 dargestellt. Der Versuchskörper wurde dabei auf die Traverse der Zwei-Säulen-Universalprüfmaschine mit dem langen Stabende zur Lasteinleitung nach unten aufgestellt. Der Bewehrungsstab konnte dabei durch eine Öffnung in der Traverse zentrisch eingebaut werden. Zur Lasteinleitung wurde der Bewehrungsstab mit Hilfe von speziell angefertigten Lasteinleitungsplatten aus Stahl eingespannt.

Am freien unbelasteten Stabende, welches aus dem Betonkörper heraussteht, wurde mit Hilfe eines induktiven Wegaufnehmers die vertikale Verschiebung bzw. der Schlupf ( $s$ ) während der gesamten Versuchsdauer dokumentiert. Die Belastung erfolgte bei allen Versuchen mit einem konstanten Maschinenweg von 2,0 mm/min. Die Kraft wurde dabei durch die in der Universalprüfmaschine eingebaute Kraftmessdose während der gesamten Versuchsdauer dokumentiert.

Die Versuchskörperbezeichnung erfolgt nach dem folgenden Schema:

P.Ba8.C20.5Ø



Die Versuche waren in insgesamt drei Versuchsserien eingeteilt. Im Rahmen der Versuchsserie 1 wurde zunächst das Verbundverhalten von konventioneller Rippenstahlbewehrung und der straff umwickelt und besandeten BFK-Bewehrung in einem direkten Vergleich gegenübergestellt. Dabei wurden jeweils 3 Proben eines jeden Bewehrungstyps mit zwei unterschiedlichen Betonfestigkeiten und mit einer konstanten Verbundlänge von  $l_b = 5 \cdot \varnothing$  hergestellt und geprüft.

**Tabelle 4-1: Übersicht zu den Auszugversuchen der Versuchsserie 1**

Versuchsbezeichnung	Material	Stabdurchmesser	Verbundlänge	Betonfestigkeit	Oberflächenbeschaffenheit
-	-	Ø in mm	$l_b$ in mm	$f_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>	-
P.Ba8.C35.5Ø	BFK	8	40	44	straff umwickelt + besandet
P.Ba8.C50.5Ø				57	
P.S8.C35.5Ø	Stahl			44	gerippt
P.S8.C50.5Ø				57	

In der Versuchsserie 2 wurde der Einfluss eines veränderlichen Stabdurchmessers auf die Verbundspannung bei unterschiedlichen Betonfestigkeiten des Versuchskörpers mit einer konstanten Verbundlänge von  $l_b = 5 \cdot \varnothing$  untersucht. In dieser Versuchsserie wurden ausschließlich BFK-Bewehrungsstäbe mit jeweils 3 Proben eines jeden Stabdurchmessers und Betonfestigkeit untersucht und geprüft.

**Tabelle 4-2: Übersicht zu den Auszugversuchen der Versuchsserie 2**

Versuchs- bezeichnung	Material	Stabdurchmesser	Verbundlänge	Beton- festigkeit
-	-	Ø in mm	$l_b$ in mm	$f_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>
P.Ba6.C20.5Ø	BFK	6	30	29
P.Ba6.C35.5Ø				44
P.Ba8.C20.5Ø		8	40	29
P.Ba8.C35.5Ø*				44
P.Ba8.C50.5Ø*				57
P.Ba10.C20.5Ø		10	50	29
P.Ba10.C35.5Ø				44
P.Ba10.C50.5Ø				57

In der Versuchsserie 3 wurden die Verbundlängen variiert, um deren Einfluss auf die Verbundspannung zu erforschen. In RILEM TC (1983) wird die Annahme getroffen, dass für eine Verbundlänge von  $l_b = 5 \cdot \text{Ø}_b$  die Verbundspannung annähernd konstant ist. Diese Näherung liegt vielen Verbundmodellen zugrunde. Für Betonstahlbewehrung mit hoher Steifigkeit trifft dies auch näherungsweise zu. Da sich das Material- und Verbundverhalten von FVK-Bewehrung grundlegend gegenüber von Stahlbewehrung unterscheidet, ist diese Annahme zu überprüfen.

**Tabelle 4-3: Übersicht zu den Auszugversuchen der Versuchsserie 3**

Versuchs- bezeichnung	Material	Stabdurchmesser	Verbundlänge	Beton- festigkeit
-	-	Ø in mm	$l_b$ in mm	$f_{cm}$ in N/mm <sup>2</sup>
P.Ba8.C25.2Ø		8	16	36
P.Ba8.C25.4Ø			32	
P.Ba8.C25.6Ø			48	
P.Ba8.C25.8Ø			64	
P.Ba8.C25.10Ø			80	

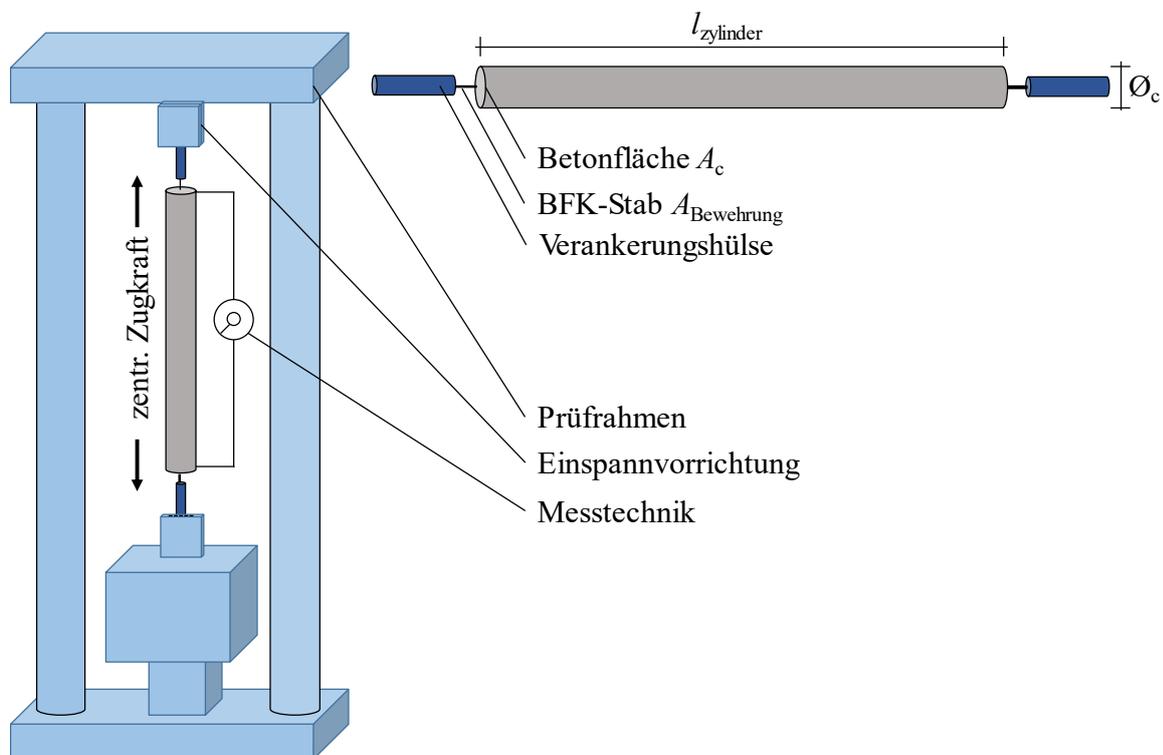
#### 4.1.2 Zugtragverhalten an zentrisch bewehrten Betonkörpern

Zur Untersuchung des Zugtragverhaltens der untersuchten BFK-Bewehrung (straff umwickelt und besandet) in Beton werden experimentelle Untersuchungen an einem auf Zug beanspruchten Stab durchgeführt. Im Rahmen des Versuchsprogramms werden insgesamt sechs schlanke zylinderförmige Betonkörper mit variierendem Bewehrungsgrad hergestellt und unter zentrischer Zugbeanspruchung belastet. Durch die Probekörpergeometrie und den gewählten Versuchsaufbau erfahren alle Versuchskörper eine reine Normalkraftbeanspruchung.

Der Fokus dieser Untersuchung liegt dabei auf der Dokumentation der auftretenden Rissabstände und dem Mittragen des Betons zwischen den Rissen (Tension Stiffening). Aufgrund des

abweichenden Material- und Verbundverhaltens der BFK-Bewehrung im Vergleich zur Betonstahlbewehrung soll im Rahmen dieser Versuchsreihe eine mögliche Übertragbarkeit der in Ingenieurmodelle zur Rissbildung aus dem Stahlbetonbau überprüft und ggf. für die untersuchte Bewehrung angepasst werden. Ein zuverlässiges Modell zur Vorhersage der Rissabstände und Rissbreiten ist für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von großer Bedeutung.

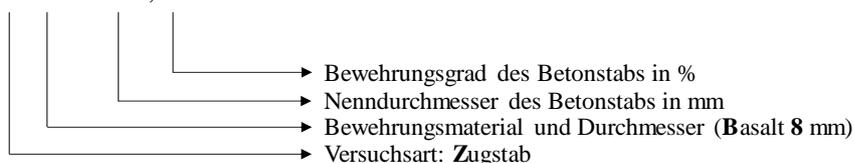
Der Versuchsaufbau zur Durchführung aller zentrischen Zugversuche an den bewehrten Betonstäben ist in Abbildung 4.3 skizziert. Die Versuchskörper weisen eine Länge von 955 mm bei unterschiedlichen Durchmessern auf, um einen variierenden Bewehrungsgrad abbilden zu können. An den Stirnseiten des Betonkörpers steht der Bewehrungsstab jeweils ca. 250 mm heraus. Diese herausstehenden Stabenden wurden zentrisch mit Stahlhülsen ummantelt, welche dann mit einem hochfesten Zementmörtel vergossen wurden, um eine direkten Querdruck auf den Bewehrungsstab durch die Einspannung in der Prüfmaschine zu vermeiden und die Lasteinleitung während des Versuchs sicherzustellen.



**Abbildung 4.3: Versuchsaufbau zur Durchführung der Zugversuche am bewehrten Betonstab**

Die Versuchskörperbezeichnung erfolgt nach dem folgenden Schema:

Z.B8.100.1,50



Der Nenndurchmesser des Probekörpers bezieht sich hierbei auf den Außendurchmesser der verwendeten Schalung. Es wurden Kunststoffrohre mit den Nenndurchmessern 40 mm, 50 mm, 75 mm, 100 mm, 110 mm und 125 mm verwendet. Der tatsächliche Durchmesser des Betonzylinders  $\varnothing_c$  ergibt sich schließlich abzüglich der zweifachen Wandstärke der Kunststoffschalung. Alle Versuchskörper und ihre Konfiguration sind in Tabelle 4-4 zusammengefasst.

**Tabelle 4-4: Übersicht zu den Zugprüfungen der bewehrten Betonstäbe**

Versuchs- bezeichnung	$\varnothing_c$	$A_c$	$l_{\text{zylinder}}$	Betonfestigkeit $f_{cm}$	$\rho = A_f / A_c$
-	in mm	in mm <sup>2</sup>	in mm	in N/mm <sup>2</sup>	in %
Z.B6.40.2,16	36,4	1040	955	34	2,16
Z.B10.75.1,72	71,4	4003	955	34	1,72
Z.B6.50.1,32	46,4	1690	955	34	1,32
Z.B8.100.1,00	93,6	6880	955	34	1,00
Z.B10.110.0,81	103,6	8430	955	34	0,81
Z.B10.125.0,62	118,6	11047	955	34	0,62

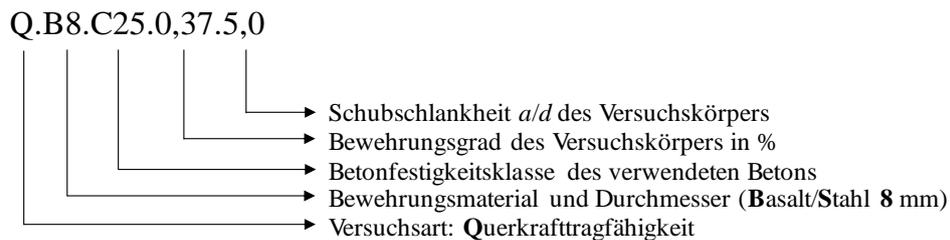
Die Belastung wurde durch eine konstante Vorschubgeschwindigkeit des Prüfzylinders von 3,0 mm / min in die Probekörper eingeleitet. Die daraus resultierende Zugkraft wurde bis ca. 50% der Bruchspannung der Bewehrungsstäbe gesteigert und die Gesamtdehnung jeder Probe mit Hilfe eines Wegaufnehmers aufgezeichnet, der an beiden Enden des Betonzylinders angebracht war. Höhere Belastungen wurden vermieden, um die Zerstörung des Probekörpers zu verhindern, was die Auswertung der Versuchskörper erschweren würde. Abschließend wurden die Versuchskörper vollständig entlastet und hinsichtlich der aufgetretenen Risse und deren Abstände zueinander untersucht und die Ergebnisse dokumentiert.

## 4.2 Versuchsprogramm Großversuche

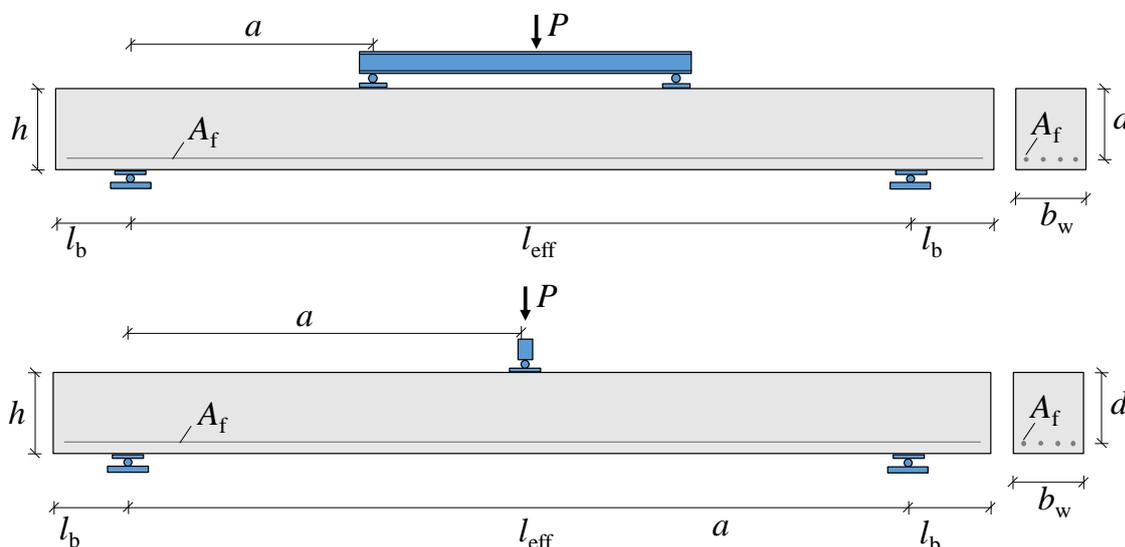
### 4.2.1 Querkrafttragfähigkeit am Balken

In dieser Versuchsreihe werden insgesamt neun statische Belastungsversuche an Balken mit dem Querschnitt ( $b_w \times h$ ) von 150 mm x 175 mm und 2000 mm Länge durchgeführt. Die statische Nutzhöhe wurde bei allen Versuchskörpern zu  $d = 150$  mm gewählt. Die eingebaute Bewehrung entspricht der zuvor vorgestellten BFK-Bewehrung mit straffer Umwicklung und Besandung mit den Nenndurchmessern 6 mm und 8 mm.

Die Versuchskörperbezeichnung ist wie folgt aufgebaut:



Die Versuchskörper unterscheiden sich untereinander im Bewehrungsgrad, der Schubslankheit ( $a/d$ ) sowie der Betonfestigkeit. Zusätzlich wurden drei Referenzversuche mit Betonstahl und den sonst gleichen Abmessungen in das Versuchsprogramm integriert. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.4 skizziert. Die effektive Spannweite der Versuchskörper liegt zwischen 1500 mm (3-Punkt-Biegeversuch) und 1700 mm (4-Punkt-Biegeversuch).



**Abbildung 4.4:** Versuchsaufbauten zur Untersuchung der Rissbildung am Balkenquerschnitt; Vierpunkt- (oben) und Drei-Punkt-Biegeversuch (unten)

Die Spezifikationen der jeweiligen Versuchskörper sind in Tabelle 4-5 zusammengefasst. Alle Probekörper wurden mit einem konstanten Kolbenvorschub des Belastungszyllinders von 3,0 mm/min kontinuierlich bis zum Bauteilversagen belastet. Unterhalb der Lasteinleitung wurden

durch Seilzugaufnehmer die Bauteildurchbiegung während der Versuchsdurchführung dokumentiert.

**Tabelle 4-5: Übersicht zu den biegebeanspruchten Balkenquerschnitten**

Versuchs- bezeichnung	$a$ nach Abbildung 4.4	Spannweite $l_{\text{eff}}$	Betonfestigkeit $f_{\text{cm}}$	Bewehrungsgrad $\rho$ ( $A_{\text{f/s}} / A_{\text{c}}$ )
-	in mm	in mm	in N/mm <sup>2</sup>	in %
Q.B8.C25.0,37.5,0	750	1500	36	0,37
Q.B8.C25.0,37.3,5	525	1700	36	
Q.B8.C25.0,37.2,0	300			
Q.B6.C25.0,39.3,5	525			56
Q.B8.C25.0,73.3,5			36	0,73
Q.B8.C50.1,19.3,5			56	1,19
Q.S8.C25.0,44.3,5			36	0,48
Q.S8.C25.0,89.3,5			36	0,89
Q.S8.C50.0,48.3,5			56	0,48

#### 4.2.2 Biegetragverhalten und Rissentwicklung an Plattenstreifen unter Kurzzeitbelastung

In den nachfolgenden Unterkapiteln werden experimentelle Untersuchungen an FVK-bewehrten und betonstahlbewehrten Plattenstreifen vorgestellt und ausgewertet. Insgesamt wurden 16 Plattenstreifen mit realitätsnahen und baupraktisch relevanten effektiven Spannweiten von  $l_{\text{eff}} = 4,0$  m bzw.  $l_{\text{eff}} = 6,0$  m in einem vier-Punkt-Biegeversuch bis zur maximalen Traglast belastet. Weiterhin wurden die Einflüsse der Parameter wie der Bewehrungsgrad, die Betonfestigkeit sowie die Betondeckung untersucht.

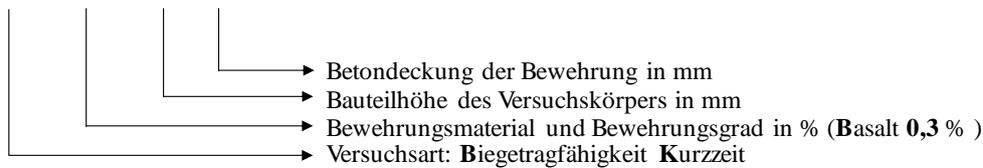
Der Fokus dieser Versuchsserie liegt dabei auf dem Biegetragverhalten unter statischer Belastung. Weiterhin wurden die Rissverteilungen und Rissbreiten mit Hilfe der digitalen Bildkorrelation ausgewertet. Die in dieser Versuchsserie durchgeführten Biegeversuche an Plattenstreifen dienen außerdem zur Erweiterung der Rissdatenbank, welche im vorangegangenen Abschnitt bereits erwähnt wurde.

In dieser Versuchsreihe werden insgesamt 13 statische Belastungsversuche an Plattenstreifen mit einer effektiven Spannweite von  $l_{\text{eff}} = 6,0$  m und einer Bauteildicke von  $h = 240$  mm durchgeführt. Alle Bauteile wurden in einem Betonfertigteilwerk produziert und hatten eine geplante Betonfestigkeitsklasse von C35/45. Die Bauteilkonfiguration mit der BFK-Bewehrung wurde stets zweifach geprüft. Außerdem werden drei weitere statische Belastungsversuche an Plattenstreifen mit der effektiven Spannweite von  $l_{\text{eff}} = 4,0$  m und einer Bauteildicke von  $h = 130$  mm durchgeführt. Bei diesen Bauteilen lag aufgrund der Produktionsabläufe im Fertigteilwerk eine deutlich höhere Festigkeit vor. Der verwendete Beton kann der Festigkeitsklasse C55/67 zugeordnet werden. Der Beton dieser Bauteilserie erforderte eine hohe Frühfestigkeit nach wenigen

Stunden, um die schlanken Plattenstreifen unversehrt vom Produktionstisch des Fertigteilwerks abheben und die folgende Bauteilproduktion planmäßig durchführen zu können. Des Weiteren wurden innerhalb der Versuchsreihe der Bewehrungsgrad und die Betondeckung variiert, um deren Einfluss auf die Durchbiegung der Plattenstreifen zu untersuchen. Eine Übersicht zum Versuchsprogramm und der zum Prüfzeitpunkt vorliegenden Betondruckfestigkeit sind in Tabelle 4-6 zusammengefasst.

Die Versuchskörperbezeichnung ist wie folgt aufgebaut:

BK.B0,30.240.25



Die Konstruktions- und Schalpläne der Bauteile sind in der Anlage in Abbildung A 1 bis Abbildung A 4 dargestellt.

**Tabelle 4-6: Übersicht zu den Bauteilversuchen zur Biegetragfähigkeit unter Kurzzeitbeanspruchung**

Versuchsbezeichnung	Spannweite	Bauteilhöhe	Betondeckung	Betonfestigkeit $f_{cm}$	Bewehrungsgrad $\rho$ ( $A_{Bewehrung} / A_c$ )		
-	in mm	in mm	in mm	in N/mm <sup>2</sup>	in %		
BK.B0,30.240.25#1	6000	240	25	48,4	0,30		
BK.B0,30.240.25#2				46,2			
BK.S0,30.240.25#1				43,9			
BK.B0,45.240.25#1				48,3	0,45		
BK.B0,45.240.25#2				46,7			
BK.B0,60.240.25#1				43,6	0,64		
BK.B0,60.240.25#2			43,9				
BK.S0,45.240.25#1			48,1	0,45			
BK.B0,30.240.15#1			4000	130	15	49,3	0,30
BK.B0,30.240.15#2						51,7	
BK.B0,30.240.35#1					35	47,1	
BK.B0,30.240.35#2						47,4	
BK.S0,30.240.15#1	15	45,0					
BK.B0,32.130.25#1	4000	130			25	71,0	
BK.B0,32.130.25#2			65,6				
BK.S0,32.130.25#1			63,5				

Die Plattenstreifen mit der BFK-Bewehrung wiesen im Wesentlichen drei Bewehrungsgrade auf. Die Bauteile mit einem Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,3 \%$  wurden so dimensioniert, dass Bewehrungsversagen das maßgebende Kriterium bei Erreichen der maximalen Traglast darstellt. Bei den Bauteilen mit einem Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,45 \%$  lag das Ziel der Dimensionierung auf dem ausgeglichenen Bewehrungsgrad nach ACI 440.1R-15 (2015). Dies bedeutet, dass die

---

Druckkräfte der Betondruckzone und die Zugkräfte in der Bewehrung gleichermaßen ihrer Tragfähigkeit erreichen und theoretisch sowohl Bewehrungs- als auch Betondruckzonenversagen das Versagenskriterium darstellen können. Für die Bauteile mit einem Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,60\%$  wurde die Bewehrung so dimensioniert, dass diese einen höheren Widerstand als die Betondruckzone darstellt. Somit wurde bei diesen Bauteilen ein Versagen der Betondruckzone erwartet, was auch nach den internationalen Bemessungsnormen aufgrund des spröden Versagensmusters der FVK-Bewehrung empfohlen wird.

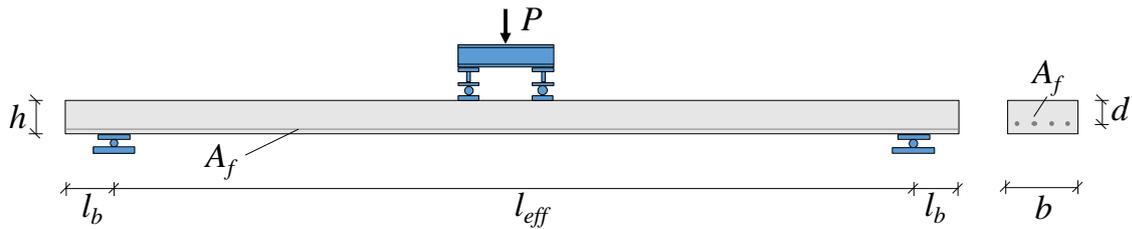
Bei den nachfolgenden Versuchen (BK.B10.0,30.240.15#1 & #2) wurden die sonst gleichen Plattenstreifen mit einer geringeren Betondeckung von nur 15 mm untersucht. Das Ziel war hierbei die Untersuchung der Verbundkrafteinleitung und die Beantwortung der Frage, ob diese auch bei Erreichen der Traglast in das Bauteil eingeleitet werden können. Aufgrund der guten Verbundeigenschaften und der daher auf sehr hohem Niveau verbleibenden Verbundspannung bei weiter steigenden Schlupfwerten sollte in einem realen Bauteilversuch überprüft werden, ob dieses Verbundverhalten zu einem Absprengen der Betonüberdeckung der Bewehrungslage führt.

Außerdem wurde bei den Plattenstreifen (BK.B10.0,30.240.35#1 & #2) die planmäßige Betondeckung auf 35 mm erhöht. Dadurch wurde die effektive Betonzugfläche  $A_{c,eff}$  gemäß Eurocode 2 (2011) vergrößert, welche sich durch das Mitwirken des Betons auf Zug positiv auf die Bauteilverformungen auswirken könnte, aber auch gleichzeitig eine Reduzierung des statischen Hebelarms  $d$  zur Folge hat. Weiterhin hat die Betondeckung einen direkten Einfluss auf die auftretenden Rissbreiten. Diese Umstände sollen anhand der Versuchsergebnisse untersucht und bewertet werden.

In der letzten Versuchsserie (BK.B8.0,32.130.25#1 & #2) wurden die Bauteildicken auf 130 mm und die Spannweite auf 4,0 m verringert. Der Bewehrungsgrad lag bei 0,32 %. Die daraus resultierende Biegeschlankheit liegt bei diesen Bauteilen bei ca.  $l/d \approx 35$  und damit am Grenzwert von  $l/d = 35$ , welcher nach Eurocode 2 (2011) zur indirekten Verformungsbegrenzung über ein Biegeschlankheitskriterium herangezogen werden kann. Hier sollte insbesondere das Verformungs- und Rissverhalten schlanker Bauteile mit FVK-Bewehrung untersucht werden.

Zu jedem der durchgeführten Biegeversuche am Plattenstreifen wurde die Betondruckfestigkeit, der E-Modul sowie die Spaltzugfestigkeit an jeweils 3 Probekörpern zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung geprüft.

Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.5 dargestellt. Die Lasteinleitung erfolgt mit Hilfe von zwei Stahlträgern, welche über die gesamte Bauteilbreite verlaufen. Eine Quertraverse verteilt die Prüflast des Hydraulikzylinders gleichmäßig auf die beiden Lasteinleitungsstellen über die gesamte Bauteilbreite. Dadurch stellt sich ein trapezförmiger Momentenverlauf, welcher konstant zwischen den Lasteinleitungspunkten bleibt, ein.



**Abbildung 4.5 Versuchsaufbau zur Untersuchung des Biegetrag- und Verformungsverhaltens am Plattenstreifen**

Aufgrund der großen zu erwartenden Verformungen wurde das Versuchsprogramm so angepasst, dass das Bauteil nach dem Erreichen des maximalen Weges des Hydraulikzylinders von 250 mm abgespannt werden musste. Die Verspannung erfolgte mit Hilfe von hochfesten Gewindestangen aus Stahl, welche im Spannboden des Versuchstandes befestigt wurden, und einem Stahlträger, welcher in Feldmitte quer über den Plattenstreifen positioniert wurde (siehe Abbildung 4.6, links). Nach der Verspannung konnte der Hydraulikzylinder in seine Startposition zurückgefahren werden, und das Bauteil verblieb dabei in der verformten Position. Daraufhin konnte auf die Lasteinleitungstraverse ein Stahlrahmen aufgestellt und so der Abstand zum Hydraulikzylinder verkürzt werden. Anschließend wurde durch den Hydraulikzylinder die zuvor erzielte Belastung aufgebracht und die Abspannungskonstruktion entfernt (siehe Abbildung 4.6, rechts). Im Anschluss an die Unterfütterung des Hydraulikzylinders konnte das Bauteil schließlich bis zum Erreichen der maximalen Traglast belastet werden.



**Abbildung 4.6: Abspannung des Bauteils bei maximalem Hydraulikzylinderweg von 250 mm (links) und Unterfütterung des Hydraulikzylinders nach der Abspannung (rechts)**

Bei allen Versuchen wurde über die gesamte Versuchsdauer mit Hilfe der digitalen Bildkorrelation die Stirnseite der Bauteillängsachse sowie die Betondruckzone zwischen der Lasteinleitung in Bauteilmitte und im Bereich der Rissbildung infolge Biegung (siehe Abbildung 4.7) aufgezeichnet. Dazu wurden an der Stirnseite sog. Specklemuster aufgebracht, mit deren Hilfe der Kontrast der Bauteiloberfläche erhöht wird. Nach der Versuchsdurchführung werden alle aufgezeichneten Bilder hinsichtlich der Verschiebung der auf dem Objekt aufbrachten Speckle-Punkte miteinander verglichen.



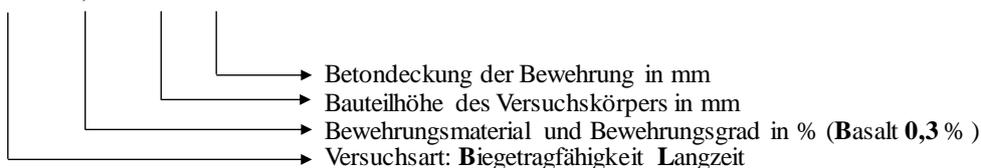
**Abbildung 4.7: Specklemuster der Messbereiche zur Anwendung der digitalen Bildkorrelation für die Dokumentation der Biegeversuche am Plattenstreifen**

Mit Hilfe der während des Versuchs gesammelten digitalen Messdaten können unter anderem die Stauchungen in der Betondruckzone zur Berechnung der Traglast durch die Iteration der Dehnungsebene errechnet werden. Des Weiteren können auch die Rissabstände und die Rissöffnung sowie die Bauteilverformungen bei steigender Belastung ausgewertet werden.

#### 4.2.3 Biegetragverhalten unter Langzeitbelastung

Im Rahmen dieser Versuchsserie werden insgesamt vier Plattenstreifen hinsichtlich des Verformungsverhaltens unter Dauerbeanspruchung bei variierender Betondeckung untersucht. Die Bauteile weisen eine Breite von 650 mm und eine Höhe von 130 mm auf. Drei der Bauteile sind mit der BFK-Bewehrung und ein Bauteil mit Betonstahl als Referenz bewehrt. Die Versuchskörperbezeichnung ist wie folgt aufgebaut:

BL.B0,30.240.25

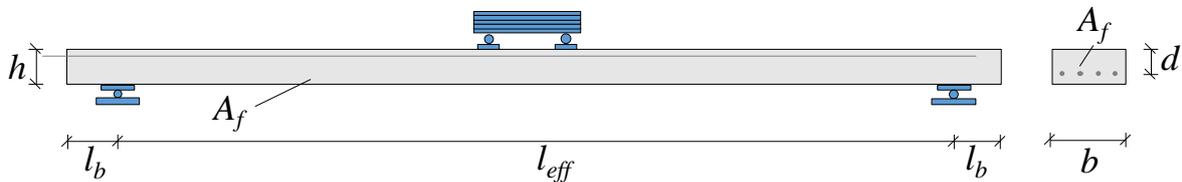


**Tabelle 4-7: Übersicht zu den Bauteilversuchen zur Biegetragfähigkeit unter Langzeitbeanspruchung**

Versuchsbezeichnung	Spannweite	Bauteilhöhe	Betondeckung	Betonfestigkeit $f_{cm}$	Bewehrungsgrad $\rho$ ( $A_{Bewehrung} / A_c$ )
-	in mm	in mm	in mm	in N/mm <sup>2</sup>	in %
BL.4,0.B0,29.130.15	4000	130	25	70,2	0,29
BL.4,0.B0,29.130.25			15	66,2	
BL.4,0.B0,29.130.35			35	64,4	
BL.4,0.S0,29.130.25			25	66,1	

Die Konstruktions- und Schalpläne der Bauteile sind in der Anlage in Abbildung A 5 dargestellt. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.8 dargestellt. Alle Bauteile hatten eine Breite von 650 mm. Die Lasteinleitung erfolgt mit Hilfe von zwei Stahlplatten, welche über die gesamte

Bauteilbreite aufliegen. Darauf sind zwei Stahlrollen positioniert, auf denen Stahlplatten (Abbildung 4.9, links) aufgelegt werden. Dadurch stellt sich ein trapezförmiger Momentenverlauf, welcher konstant zwischen den Lasteinleitungspunkten bleibt, ein.



**Abbildung 4.8 Versuchsaufbau zur Untersuchung des Biegetrag- und Verformungsverhaltens am Plattenstreifen unter Dauerbeanspruchung**

Das Gesamtgewicht der Stahlplatten entspricht der Belastungssituation der quasi-ständigen Einwirkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  $M_{GZG,quasi-st.} = 8,65 \text{ kNm}$  und wird wie folgt angenommen:

- Eigengewicht  $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ausbaulast  $\Delta g_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$
- Charakteristische Verkehrslast von  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  mit  $\psi_2 = 0,3$
- Trennwandzuschlag von  $q_{k,T} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Bei der Untersuchung der Biegetragfähigkeit (Kapitel 6.2) stellte sich heraus, dass die Bauteile mit der Höhe  $h = 130 \text{ mm}$  eine deutlich größere Betondruckfestigkeit aufwiesen als zunächst geplant. Daher entstanden unter der maßgebenden Einwirkung zur Verformungsberechnung nur vereinzelt Risse, da das Moment  $M_{GZG,quasi-st.} = 8,65 \text{ kNm}$  in etwa dem Erstrissmoment  $M_{cr}$  entspricht. Um zu vermeiden, dass bei der Belastung sich lediglich ein Riss öffnet, oder das Bauteil gar ungerissen verbleibt, wurde eine höhere Last aufgebracht. Ein Bauteil kann während seiner Nutzungsdauer auch durch die seltene Lastkombination ( $M_{GZG,selten} = 10,47 \text{ kNm}$ ) beansprucht werden. Daher wurde diese Belastung auf alle Bauteile aufgebracht, wodurch die entsprechenden Risse auftraten. Die daraus aufgetretenen Risse stellt die Ausgangssituation für die Dauerbeanspruchung dar. Danach wurde die zusätzliche Last wieder entfernt und die Dauerbelastung  $M_{GZG,quasi-st.} = 8,65 \text{ kNm}$  auf dem Bauteil über die gesamte Versuchsdauer belassen.



**Abbildung 4.9: Versuchsstand der Langzeitversuche (links) und angebrachte Messtechnik (rechts)**

---

Die Belastung wurde über einen Zeitraum von ca. 1.000 Stunden aufrechterhalten. Während der gesamten Versuchsdauer wurde die Durchbiegung in Feldmitte mit Hilfe eines Seilzugwegaufnehmers (SWA) dokumentiert. Außerdem wurde mit Hilfe von drei in Längsrichtung versetzten Dehnmessstreifen (DMS) die Stauchung der Betondruckzone dokumentiert (vgl. Abbildung 4.9, rechts).

## 5 Auswertung der Experimentellen Untersuchungen an Kleinkörpern (AP 4)

### 5.1 Ermittlung der Materialkennwerte der Bewehrung

Zur Ermittlung der mechanischen Kenngrößen wie die Zugfestigkeit und den E-Modul der verwendeten Bewehrung, wurden für jeden in den experimentellen Untersuchungen verwendeten Stabdurchmesser fünf Zugprüfungen durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in den nachfolgenden Tabellen zusammenfassend dargestellt. Die erlangten Mittelwerte ähneln den Ergebnissen anderer Autoren (z. B. Kampmann et al. (2019), Wolf et al. (2019)), welche ebenfalls die BFK-Bewehrung des gleichen Herstellers untersuchten.

An dieser Stelle ist besonders anzumerken, dass alle Stäbe einen geringeren Durchmesser aufwiesen als der Nenndurchmesser. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die Durchmessergrößen auf den amerikanischen Markt, in dem diese Bewehrung bereits in der Baupraxis verbaut ist, angepasst ist. Dort werden die Durchmesser in der Einheit Zoll klassifiziert.

Zur Durchführung der Zugprüfungen, wurden die Proben in eine Zugprüfmaschine eingebaut. In der Mitte des Bewehrungsstabes wurde ein Feindehnungsmessgerät an der Probe befestigt (vgl. Abbildung 5.2, links), um die Dehnung unter zugehöriger Prüfkraft während der Belastungsdauer zu dokumentieren. Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist beispielhaft für einen BFK-Bewehrungsstab des Durchmessers  $\varnothing_b = 6$  mm in Abbildung 5.1 dargestellt. Da die BFK-Bewehrung ein sprödes Versagensmuster aufweist, wurde das Dehnungsmessgerät nach ca. 3/4 der zu erwartenden Bruchkraft entfernt, um eine mögliche Beschädigung zu verhindern. Die Kraft wurde bis zum Erreichen der maximalen Zugkraft dokumentiert, wodurch die Spannungs-Dehnungs-Beziehung bis zum Versagen linear extrapoliert werden konnte.

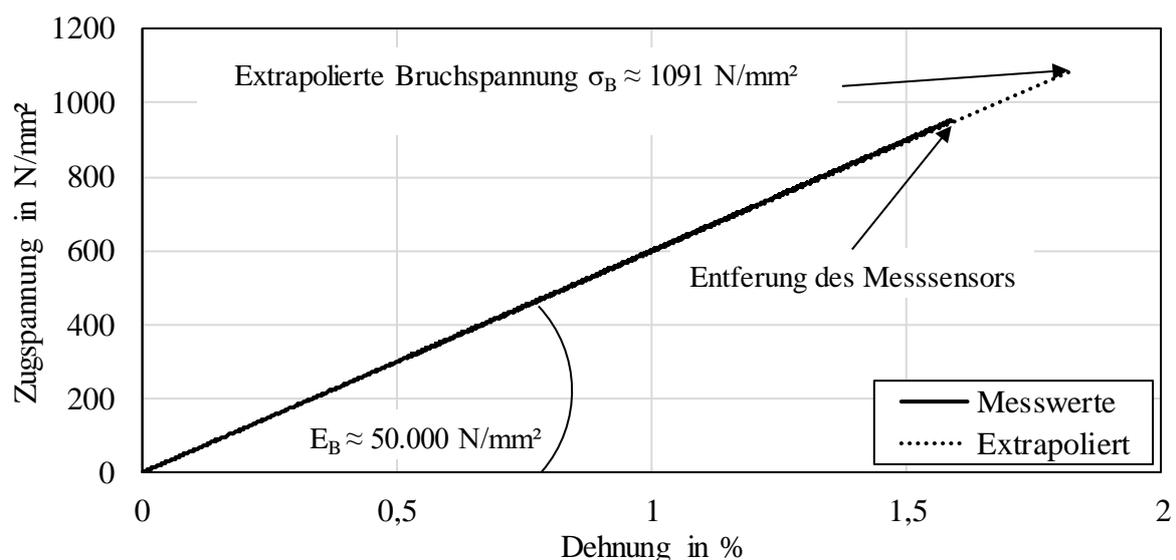


Abbildung 5.1: Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Versuch Nr. 4 des Durchmessers  $\varnothing_B = 6$  mm



**Abbildung 5.2: Probe in der Zugprüfmaschine (linkes Bild), Verankerungshülsen aus Stahl (Durchmesser 8 mm und 10 mm) und Kunststoff (Durchmesser 6 mm) (rechtes Bild)**

Es ist anzumerken, dass die Angabe des Stabdurchmessers des Herstellers eine Nominalangabe ist und der tatsächlich gemessene mittlere Durchmesser davon abweicht. Zur Auswertung der Spannungs-Dehnungs-Beziehung wird sich deshalb auf die tatsächlich gemessenen Werte bezogen. Zur Berechnung der Bruchspannung wird der Minimalwert des Durchmessers herangezogen, da an dieser Stelle der Bruch zu erwarten ist. Für die Berechnung des E-Moduls wird der Mittelwert des Stabdurchmessers verwendet.

**Tabelle 5-1: Ergebnisse der Werkstoffprüfung des BFK-Bewehrungsstabes mit dem Nenndurchmesser von 6 mm**

Versuch	Mittlerer Stabdurchmesser	Zugfestigkeit $f_t$	E-Modul $E_f$
	in mm	in N/mm <sup>2</sup>	in N/mm <sup>2</sup>
1	5,23	1005	50974
2	5,26	1128	53249
3	5,26	1045	54003
4	5,25	1091	52374
5	5,26	1023	53702
Mittel	<b>5,25</b>	<b>1058</b>	<b>52860</b>

**Tabelle 5-2: Ergebnisse der Werkstoffprüfung des BFK-Bewehrungsstabes mit dem Nenndurchmesser von 8 mm**

Versuch	Mittlerer Stabdurchmesser	Zugfestigkeit $f_t$	E-Modul $E_f$
	in mm	in N/mm <sup>2</sup>	in N/mm <sup>2</sup>
1	7,14	998	47856
2	7,35	1010	48523
3	7,25	1021	46893
4	7,26	924	50074
5	7,18	941	49521
Mittel	<b>7,236</b>	<b>979</b>	<b>48573,4</b>

**Tabelle 5-3: Ergebnisse der Werkstoffprüfung des BFK-Bewehrungsstabes mit dem Nenndurchmesser von 8 mm**

Versuch	Mittlerer Stabdurchmesser	Zugfestigkeit $f_t$	E-Modul $E_f$
	in mm	in N/mm <sup>2</sup>	in N/mm <sup>2</sup>
1	9,41	901	44404
2	9,24	871	46538
3	9,31	942	44392
4	9,19	953	45263
5	9,34	992	46081
Mittel	<b>9,298</b>	<b>932</b>	<b>45335,6</b>

## 5.2 Auswertung der Versuchsergebnisse des Verbundverhaltens

### 5.2.1 Versuchsserie 1 – Vergleich zwischen Betonstahl und BFK-Bewehrung

Eine Übersicht der Ergebnisse der Versuchsserie 1 ist in Tabelle 5-4 gegeben. Alle Probekörper zeigten ein ähnliches Versagensmuster durch „Herausziehen“ des Bewehrungsstabes. Es konnte kein Spalten der Probe beobachtet werden. Weiterhin sind ausgewählte Verläufe der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als Diagramm in Abbildung 5.4 und Abbildung 5.5 dargestellt.

**Tabelle 5-4: Versuchsergebnisse der Versuchsserie 1**

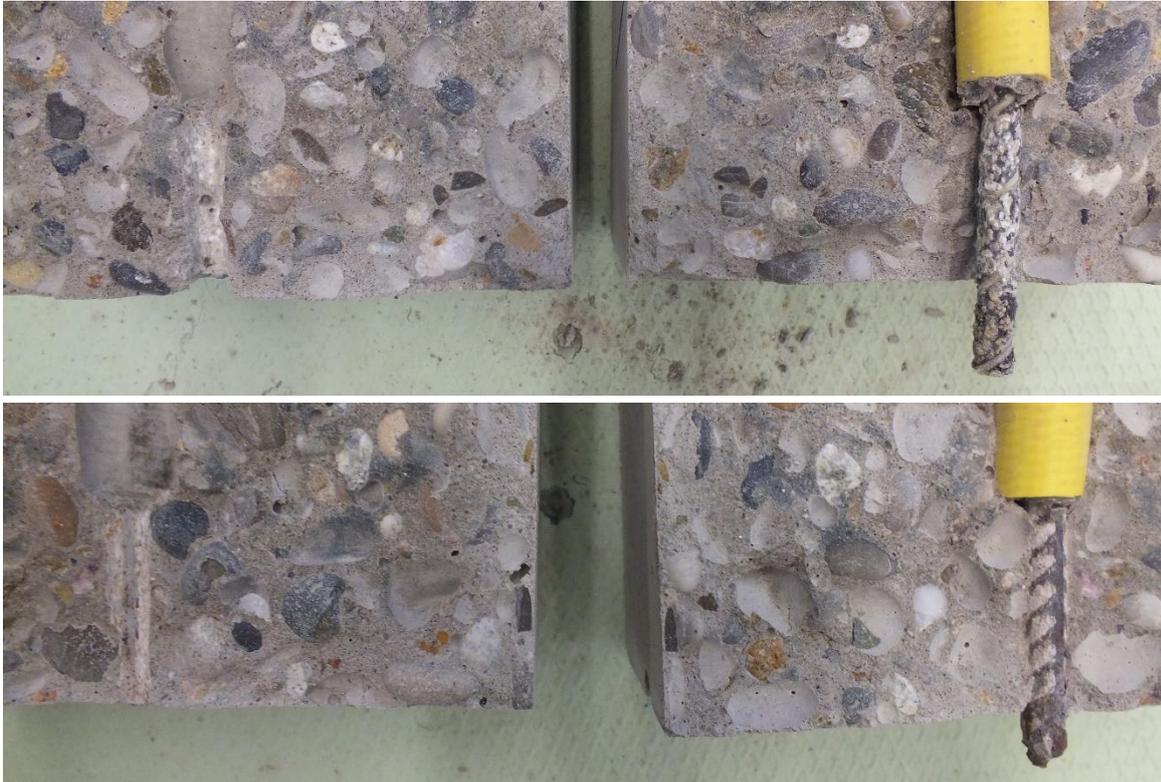
Versuchs- bezeichnung	$\tau_{\text{bm,max}}$	$\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}}$	$\tau_{\text{bm}} (s = 0,5)$	$\tau_{\text{bm}} (s = 0,5) / \sqrt{f_{\text{cm}}}$
	MPa	-	MPa	-
P.Ba8.C35.5Ø.V1	17,80	2,68	16,72	2,52
P.Ba8.C35.5Ø.V2	15,70*	-	14,86 ( $s = 0,47$ )	2,24
P.Ba8.C35.5Ø.V3	17,45	2,63	15,86	2,39
P.Ba8.C50.5Ø.V1	21,87	2,90	19,78	2,61
P.Ba8.C50.5Ø.V2	21,42	2,84	18,56	2,45
P.Ba8.C50.5Ø.V3	20,04*	-	18,92	2,50
P.S8.C35.5Ø.V1	13,94	2,10	13,84	2,08
P.S8.C35.5Ø.V2	14,53	2,19	13,87	2,09
P.S8.C35.5Ø.V3	14,44	2,18	14,39	2,16
P.S8.C50.5Ø.V1	25,32	3,35	23,54	3,12
P.S8.C50.5Ø.V2	24,38	3,23	24,24	3,21
P.S8.C50.5Ø.V3	25,20	3,34	24,40	3,23

\*) Vorzeitiges Versagen durch Bruch an der Einspannstelle

Die Verläufe der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve für Betonstahl und der straff umwickelten und besandeten BFK-Bewehrung ähneln qualitativ den Verbundmodellen aus Model Code 90 (1993). Generell ist bei der Betrachtung des Verbundverhaltens der BFK-Bewehrung im Vergleich zur Betonstahlbewehrung nach dem Erreichen der maximalen Verbundspannung kein ausgeprägter Abfall zu beobachten. Daraus kann geschlossen werden, dass der Reibverbund den dominierenden Anteil am Verbundverhalten für dieses Bewehrungselement darstellt. Bei der geringprofilierten BFK-Bewehrung liegt nur ein geringer E-Modul bei einer Querdehnzahl von  $\nu_{\text{BFK}} \approx 0,3$  vor. Aufgrund dessen kann sich der relativ weiche Bewehrungsstab durch den Bewehrungskanal hindurchzwingen, ohne diesen zu beschädigen. Die Schädigung tritt daher an der Staboberfläche auf, was sich durch ein Abstreifen der Besandung sowie Beschädigungen an der Kunststoffmatrix charakterisieren lassen. Beispielhaft ist das Versagensmuster in Abbildung 5.3 (oben) für die Probe P.Ba8.C35.5Ø V1 präsentiert.

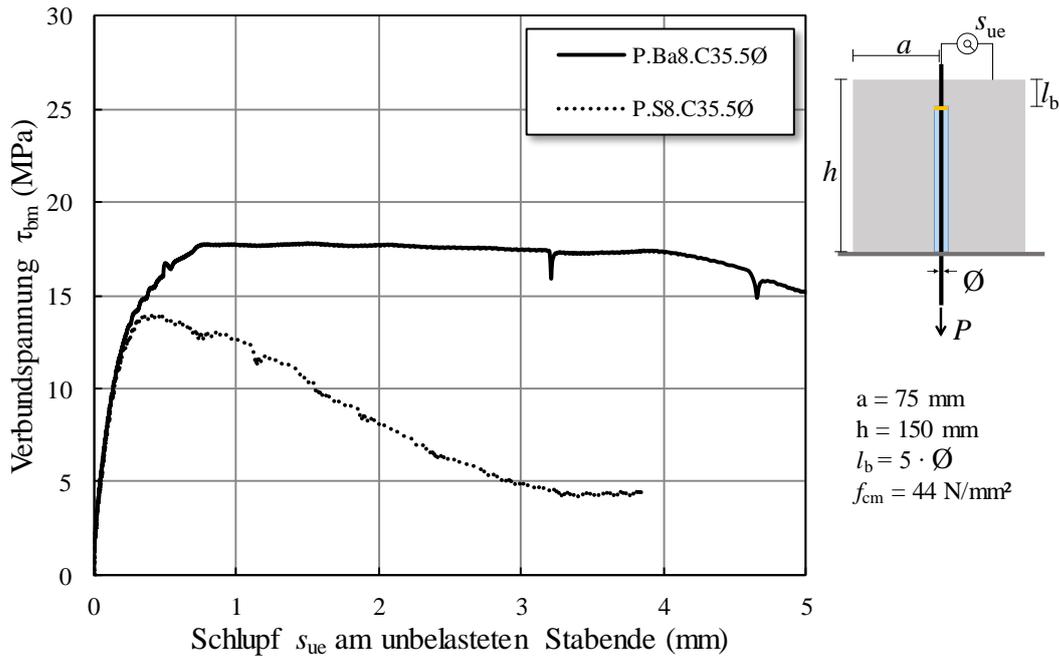
Bei Betonstahl hingegen ist bei Erreichen der maximalen Verbundspannung eine Mikrorissbildung infolge der Ringzugspannungen durch die Rippengeometrie zu erwarten. Bei weiterer

Laststeigerung werden durch die Rippen an der Bewehrungsoberfläche die dazwischenliegenden Betonkonsolen abgesichert. Dies ist deutlich auf Abbildung 5.3 (unten) zu erkennen. Infolge der Beschädigungen im Betongefüge resultiert ein starker Abfall der aufnehmbaren Verbundspannungen, vgl. König & Tue (1996), Rehm & Martin (1968) oder Martin (1973). Das Versagensmuster ist charakteristisch für Stahlbewehrung und für die Probe P.S8.C35.5Ø V1 beispielhaft in Abbildung 5.3 (unten) dargestellt.



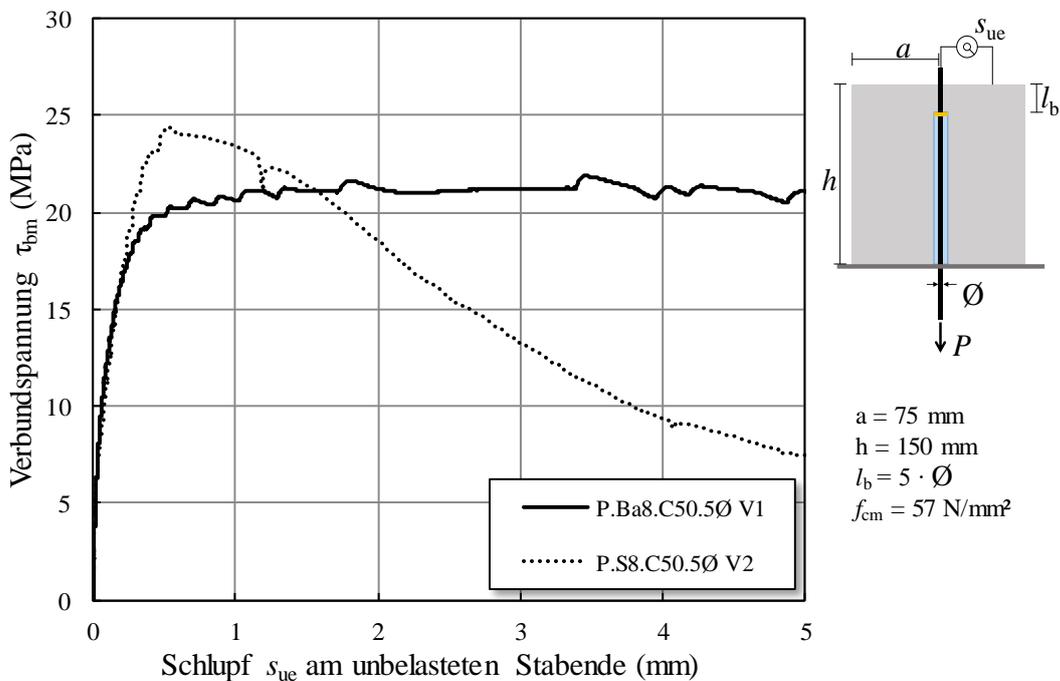
**Abbildung 5.3: Geöffneter Versuchskörper P.Ba8.C35.5Ø V1 (oben) und P.S8.C35.5Ø V1 (unten) nach der Durchführung des Auszugversuchs**

Aus den Ergebnissen in Tabelle 5-4 geht hervor, dass mit steigender Betondruckfestigkeit sowohl bei Betonstahl als auch bei der BFK-Bewehrung die maximale Verbundspannung  $\tau_{bm,max}$  zunimmt. Die Ergebnisse zeigen außerdem, dass der besandete und straff umwickelte BFK-Stab für die Betonfestigkeitsklasse C35/45 (Abbildung 5.4) eine höhere Verbundspannung  $\tau_{bm,max}$  im Vergleich zum Betonstahlstab aufweist. Diese maximale Verbundspannung trat jedoch erst bei einem relativ großen Schlupf auf. Beim Vergleich der Verbundspannungen bei geringen Schlupfwerten  $s < 0,5$  mm im ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve, lässt sich allerdings gut erkennen, dass die Kurven der unterschiedlichen Bewehrungstypen vergleichsweise wenig voneinander abweichen und sich nahezu übereinanderliegen.



**Abbildung 5.4: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm: Vergleich zwischen Betonstahl und BFK-Bewehrung bei der Betonfestigkeitsklasse C35/45**

Die Versuche an den Probekörpern mit der Betonfestigkeitsklasse C50/60 zeigen, dass die maximale Verbundspannung für die Versuchskörper mit Betonstahl eine höhere ist als für die BFK-Bewehrung, während sich bei niedrigeren Betonfestigkeiten Gegenteiliges beobachten lässt. Die in den Versuchen erreichten Verbundspannungen der Prüfkörper mit Stahlbewehrung liegt in den Größenordnungen, welche beispielsweise in den Untersuchungen von Elgehausen et al. (1983), Lettow (2006), oder Ritter (2013) dokumentiert wurden.



**Abbildung 5.5: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm: Vergleich zwischen Betonstahl und BFK-Bewehrung bei der Betonfestigkeitsklasse C50/60**

Bei der BFK-Bewehrung hingegen ist zu beobachten, dass der Quotient aus der maximalen Verbundspannung und der Wurzel der Betondruckfestigkeit ( $\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}}$ ) bei den Betonfestigkeitsklassen C35/45 und C50/60 in etwa gleich groß ist (vgl. Tabelle 5-4), jedoch eine leichte Tendenz zu einer höheren maximalen Verbundspannung mit steigender Betonfestigkeit vorliegt. Die erzielten Versuchsergebnisse decken sich mit den dokumentierten Versuchsergebnissen von beispielsweise Kampmann et al. (2019) ( $\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}} = 3,08$ ), Wolf et al. (2019) ( $\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}} = 2,55$ ), Hao et al. (2009) ( $\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}} = 2,45$ ) oder El Refai et al. (2015) ( $\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}} = 2,45$ ) mit ähnlichen Bewehrungstypen und Betonfestigkeiten. Auch in diesen Versuchsreihen wurde die gleiche Probekörpergeometrie und eine Verbundlänge von  $l_b = 5 \cdot \emptyset$  untersucht.

Weiterhin konnte festgestellt werden, dass der Schlupf bei Erreichen der maximalen Verbundspannung mit steigender Betonfestigkeit sowohl für Betonstahl als auch für BFK-Bewehrung abnimmt.

In Tabelle 5-4 ist außerdem der Wert der Verbundspannung bei einem Schlupfwert von  $s = 0,5$  mm aufgeführt. Diese Bezugsgröße ist insbesondere für die Erstellung eines Verbundgesetzes bzw. Rissmodells wichtig, da bei der Modellbildung die Annahme zugrunde liegt, dass die Verbundspannung bei diesem Schlupfwert den nichtlinearen aufsteigenden Ast verlässt. Dies konnte anhand der vorliegenden Verbundspannungs-Schlupf-Kurven in Abbildung 5.4 und Abbildung 5.5 bestätigt werden.

### **5.2.2 Versuchsserie 2 – Einfluss des Stabdurchmessers und der Betonfestigkeit auf das Verbundverhalten**

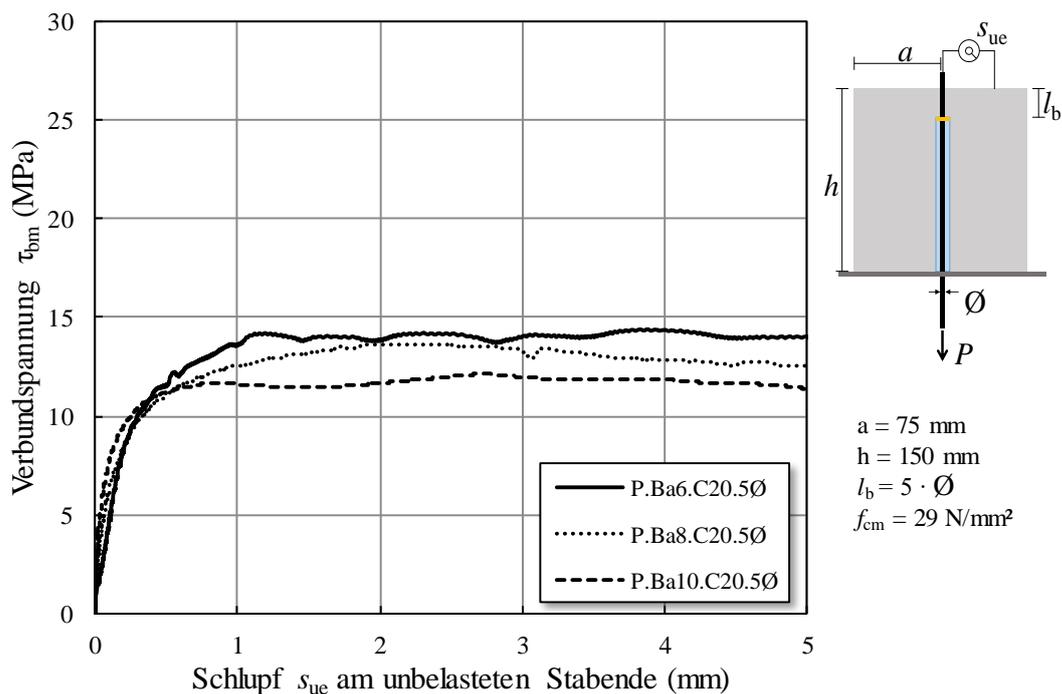
Im Rahmen dieser Versuchsserie wurde der Einfluss des Bewehrungsdurchmessers auf die Entwicklung der Verbundspannung bei unterschiedlichen Betonfestigkeiten untersucht. Dabei wurden die Stabdurchmesser 6 mm, 8 mm und 10 mm näher betrachtet, welche auch in den großformatigen Biegebauteilen (vgl. Kapitel 6.1 und Kapitel 6.2) verwendet wurden. Im Rahmen der Untersuchung zum Einfluss des Stabdurchmessers wurden insgesamt drei Versuchsserien mit den Betonfestigkeitsklassen C20/25, C35/45 und C50/60 durchgeführt.

Eine Übersicht der Ergebnisse der Versuchsserie 2 ist in Tabelle 5-5 bis Tabelle 5-7 gegeben. Alle Probekörper zeigten ein ähnliches Versagensmuster durch „Herausziehen“ des Bewehrungsstabes. Es konnte kein Spaltversagen beobachtet werden. Dies zeigte sich bereits in der Versuchsserie 1 und ist für diesen Stabtyp ein zu erwartendes Versagensmuster. Weiterhin sind ausgewählte Verläufe der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als Diagramm in Abbildung 5.6 bis Abbildung 5.8 dargestellt.

**Tabelle 5-5: Versuchsergebnisse der Versuchsserie 2 – Betonfestigkeit C20/25**

Versuchs- bezeichnung	$\tau_{\text{bm,max}}$	$\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}}$	$\tau_{\text{bm}} (s = 0,5)$	$\tau_{\text{bm}} (s = 0,5) / \sqrt{f_{\text{cm}}}$
	MPa	-	MPa	-
P.Ba6.C20.5Ø.V1	14,40	2,67	11,52	2,13
P.Ba6.C20.5Ø.V2	15,79	2,93	11,24	2,08
P.Ba6.C20.5Ø.V3	15,45	2,86	10,73	1,99
P.Ba8.C20.5Ø.V1	12,71	2,36	11,09	2,05
P.Ba8.C20.5Ø.V2	13,44	2,49	10,75	1,99
P.Ba8.C20.5Ø.V3	13,65	2,53	11,15	2,07
P.Ba10.C20.5Ø.V1	12,36	2,29	11,22	2,08
P.Ba10.C20.5Ø.V2	12,58	2,33	12,21	2,26
P.Ba10.C20.5Ø.V3	12,74	2,36	11,81	2,19

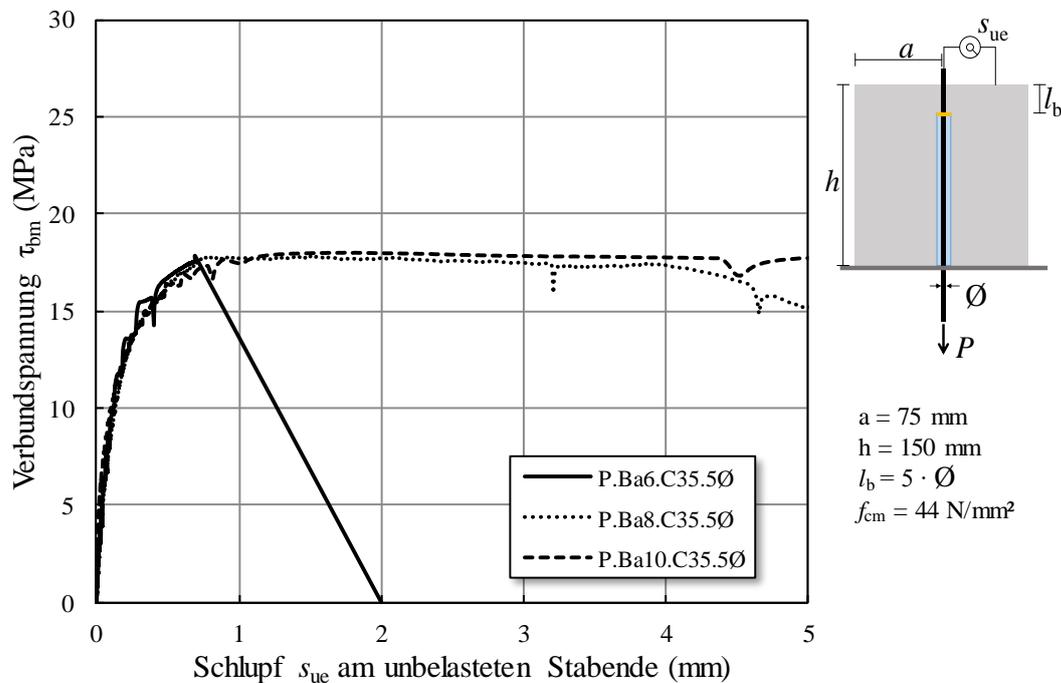
In den Verbundspannungs-Schlupf-Diagrammen in Abbildung 5.6 bis Abbildung 5.8 ist zu erkennen, dass sich die Kurvenverläufe aller Stabdurchmesser qualitativ ähneln und der jeweils ansteigende Ast bei sehr geringen Schlupfwerten kaum voneinander abweicht.



**Abbildung 5.6: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 2 – Variierender Stabdurchmesser bei der Betonfestigkeit C20/25**

Weiterhin wird mit steigendem Stabdurchmesser eine sinkende maximale Verbundspannung  $\tau_{\text{bm,max}}$  erreicht, was auf den Maßstabeffekt zurückgeführt werden kann. Die Verbundlänge  $l_b$  wird in Abhängigkeit des Stabdurchmessers definiert und geht quadratisch in die Berechnung

der Mantelfläche ein. Durch die mit dem Stabdurchmesser quadratisch ansteigende Mantelfläche steigt auch die Wahrscheinlichkeit von Fehl- oder Schwachstellen auf dieser. Dadurch können u. a. geringere Verbundspannungen erzielt werden. Zu dieser Thematik wird auf die Veröffentlichungen der Autoren Baena Muñoz (2011), Shen et al. (2016), Focacci et al. (2000) oder Wang et al. (2015) verwiesen, die diesen Trend auch bei anderen FVK-Bewehrungstypen mit unterschiedlichsten Profilierungen und Oberflächenbeschaffenheiten dokumentiert haben.



**Abbildung 5.7: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 2 – Variierender Stabdurchmesser bei der Betonfestigkeit C35/45**

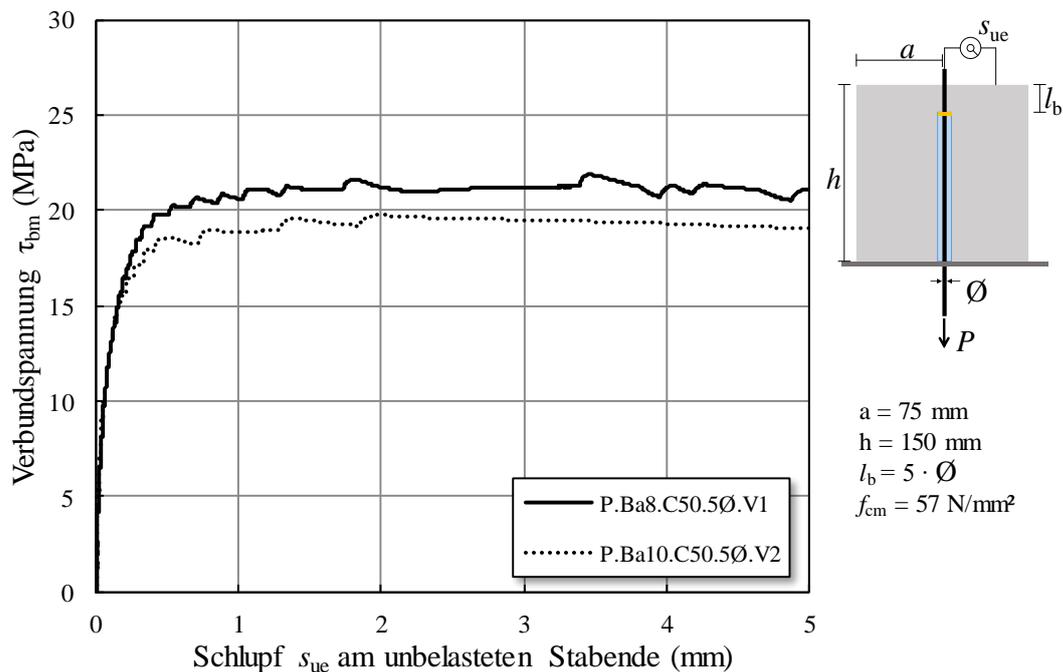
Auch in Versuchsreihe 2 konnte beobachtet werden, dass die maximale Verbundspannung erst bei großen Schlupfwerten erreicht wurde. Wird wie bei den Versuchsserien zuvor nur den ansteigenden Ast der Kurve betrachtet, ist ein Unterschied zwischen den Versuchskörpern mit variierenden Stabdurchmessern kaum zu beobachten, was auch durch die Auswertung des Quotienten  $\tau_{bm} (s = 0,5) / \sqrt{f_{cm}}$  in Tabelle 5-5 bis Tabelle 5-7 verdeutlicht wurde.

**Tabelle 5-6: Versuchsergebnisse der Versuchsserie 2 – Betonfestigkeit C35/45**

Versuchs- bezeichnung	$\tau_{\text{bm,max}}$	$\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}}$	$\tau_{\text{bm}} (s = 0,5)$	$\tau_{\text{bm}} (s = 0,5) / \sqrt{f_{\text{cm}}}$
	MPa	-	MPa	-
P.Ba6.C35.5Ø.V1	17,82*	-	16,69	2,51
P.Ba6.C35.5Ø.V2	23,84	3,59	16,25	2,48
P.Ba8.C35.5Ø.V1	17,80	2,68	16,72	2,52
P.Ba8.C35.5Ø.V2	15,70*	-	14,86 (s = 0,47)	-
P.Ba8.C35.5Ø.V3	17,45	2,63	15,89	2,42
P.Ba10.C35.5Ø.V1	17,27	2,60	16,43	2,48
P.Ba10.C35.5Ø.V2	17,41	2,62	16,21	2,44

\*) Vorzeitiges Versagen durch Bruch an der Einspannstelle

Gleiches wie zuvor ausgeführt, wurde auch bei den Versuchen mit der Betonfestigkeit C50/60 festgestellt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5-7 zusammengefasst. Beispielhaft sind Verbundspannungs-Schlupf-Kurven für die Betonfestigkeit C50/60 in Abbildung 5.8 dargestellt.



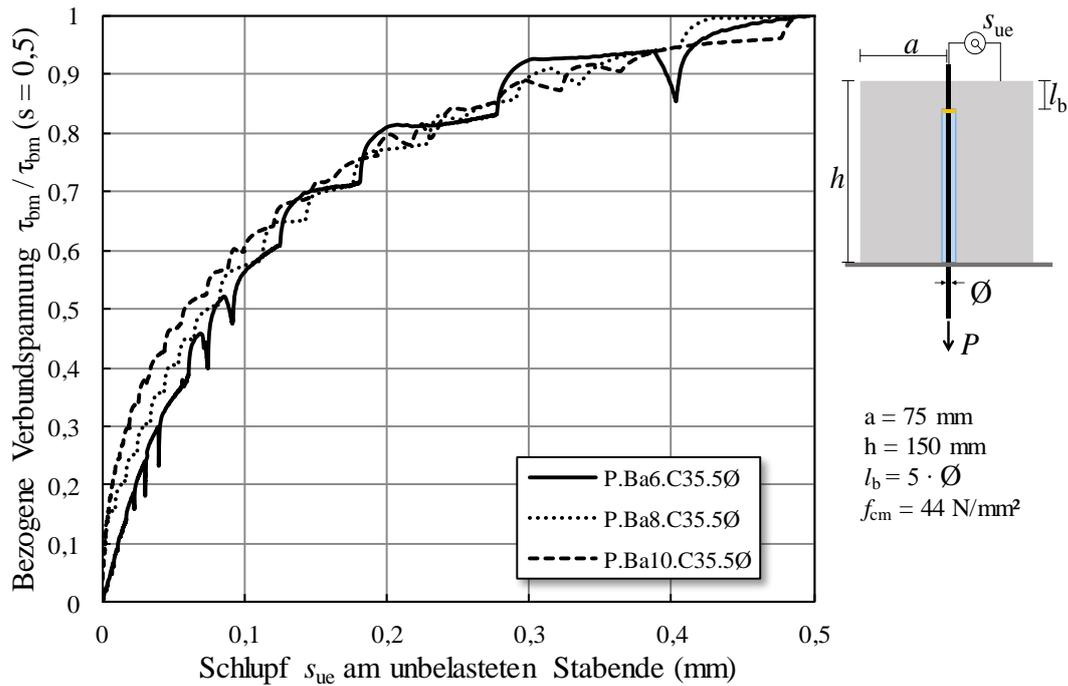
**Abbildung 5.8: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 2 – Variierender Stabdurchmesser bei der Betonfestigkeit C50/60**

**Tabelle 5-7: Versuchsergebnisse der Versuchsserie 2 – Betonfestigkeit C50/60**

Versuchs- bezeichnung	$\tau_{\text{bm,max}}$	$\tau_{\text{bm,max}} / \sqrt{f_{\text{cm}}}$	$\tau_{\text{bm}} (s = 0,5)$	$\tau_{\text{bm}} (s = 0,5) / \sqrt{f_{\text{cm}}}$
	MPa	-	Mpa	-
P.Ba8.C50.5Ø.V1	21,87	2,89	19,78	2,61
P.Ba8.C50.5Ø.V2	21,42	2,83	18,56	2,45
P.Ba8.C50.5Ø.V3	20,04*	-	18,92	2,50
P.Ba10.C50.5Ø.V1	19,95*	-	17,98	2,38
P.Ba10.C50.5Ø.V2	20,62	2,73	19,30	2,55
P.Ba10.C50.5Ø.V3	14,84*	-	-	-

\*) Vorzeitiges Versagen durch Bruch an der Einspannstelle

Aus den o. g. Beobachtungen kann demnach zur Modellbildung angenommen werden, dass bei den untersuchten Stabdurchmessern 6 mm, 8 mm und 10 mm bis zu dem Schlupfwert von 0,5 mm ein vernachlässigbarer Einfluss des Stabdurchmessers auf den Verlauf der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve zu erwarten ist. Um diesen Sachverhalt zu verdeutlichen, ist in Abbildung 5.9 ein Diagramm mit den bezogenen Verbundspannungen ( $\tau_{\text{bm}} / \tau_{\text{bm}} (s = 0,5)$ ) für den ansteigenden Ast der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung auf der Ordinate für die Versuchskörper mit den drei unterschiedlichen Stabdurchmessern bei gleicher Betonfestigkeit aufgetragen. Der zugehörige Schlupfwert wird bis zu einem Maximalwert von  $s = 0,5$  auf der Abszisse dargestellt.



**Abbildung 5.9: Vergleich der bezogenen Verbundspannung für die Stabdurchmesser 6 mm, 8 mm und 10 mm bei der Betonfestigkeitsklasse C35/45**

Werden jedoch die Ergebnisse eines Stabes bei unterschiedlicher Betonfestigkeit miteinander verglichen, so zeigt sich bei der Darstellung der bezogenen Verbundspannung ein signifikanter Einfluss auf die Völligkeit der Verbundspannungs-Schlupf-Kurve. Beispielhaft sind in Abbildung 5.10 die Versuchsergebnisse der Probekörper mit 8 mm Stabdurchmesser bei steigender Betonfestigkeit normiert dargestellt.

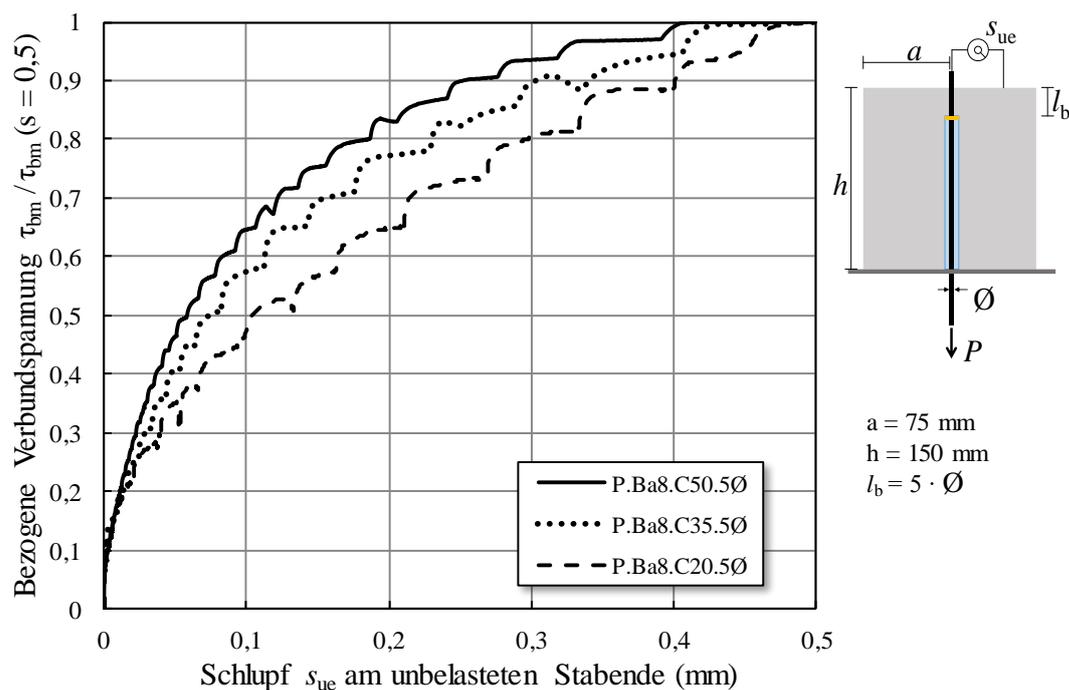


Abbildung 5.10: Vergleich der bezogenen Verbundspannung für unterschiedliche Betonfestigkeiten bei dem Stabdurchmesser 8 mm

### 5.2.3 Versuchsserie 3 – Einfluss der Verbundlänge auf das Verbundverhalten

Eine Übersicht der Ergebnisse der Versuchsserie 3 ist in Tabelle 5-8 gegeben. Alle Probekörper zeigten ein ähnliches Versagensmuster durch „Herausziehen“ des Bewehrungsstabes. Es konnte kein Spaltversagen beobachtet werden. Weiterhin sind die Verläufe der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als Diagramm in Abbildung 5.11 dokumentiert.

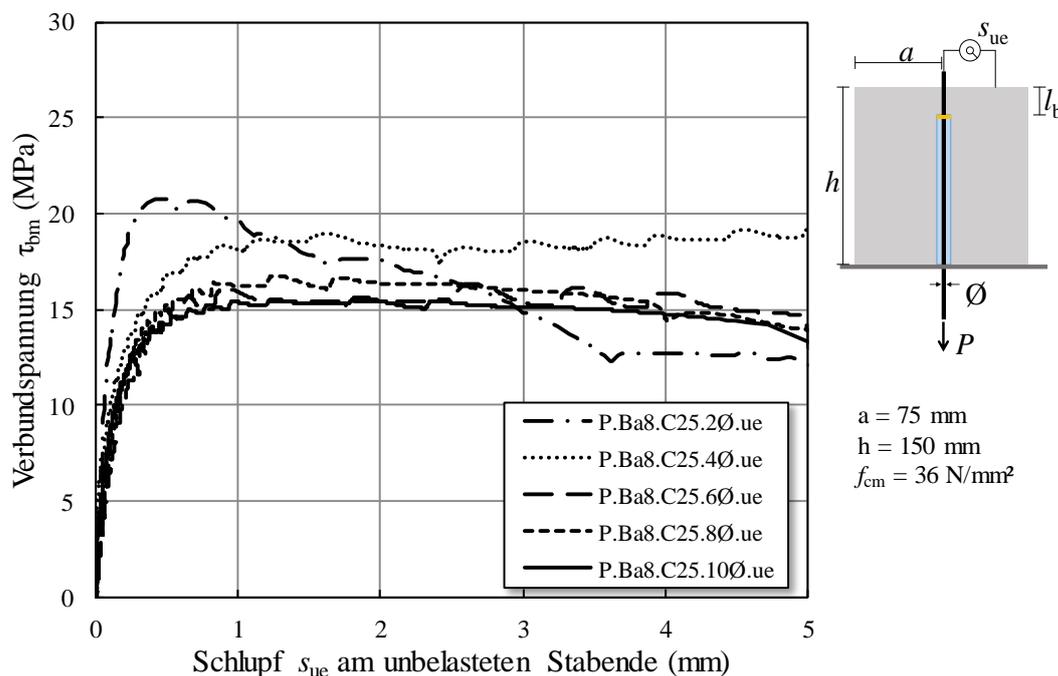
Tabelle 5-8: Versuchsergebnisse der Versuchsserie 3 – Verbundlängen  $2 \cdot \varnothing < l_b < 10 \cdot \varnothing$  bei konstantem Stabdurchmesser 8 mm

Versuchsbezeichnung	$\tau_{bm,max}$	$\tau_{bm,max} / \sqrt{f_{cm}}$	$\tau_{bm} (s = 0,5)$	$\tau_{bm} (s = 0,5) / \sqrt{f_{cm}}$
	MPa	-	Mpa	-
P.Ba8.C25.2Ø	20,93	3,49	20,81	3,47
P.Ba8.C25.4Ø	18,67	3,11	16,78	2,80
P.Ba8.C25.6Ø	16,31	2,71	14,94	2,49
P.Ba8.C25.8Ø	16,77	2,80	14,70	2,45
P.Ba8.C25.10Ø	15,63	2,61	14,23	2,37

Das Ziel dieser Versuchsserie ist es, die Auswirkung der Verbundlänge auf die Verläufe der mittleren Verbundspannung zu untersuchen. Es wird erwartet, dass mit sinkender Verbundlänge die Verbundspannung zunimmt. Dies ist auf den Maßstabeffekt zurückzuführen, bei dem

die Wahrscheinlichkeit von Fehlstellen mit der zu untersuchenden Probengröße zunimmt. Daraus können bei größeren Proben, bzw. in diesem Fall Verbundlängen, geringere Verbundfestigkeiten erzielt werden. Dieses Phänomen konnte sowohl bei Stahl als auch bei FVK-Bewehrung beobachtet werden und ist unter anderem in der Literatur der Autoren Ritter (2013), Beycioglu & Seis (2015), Achillides & Pilakoutas (2004) oder Sóllyom et al. (2015) dokumentiert.

Neben dem Maßstabseffekt wird außerdem angenommen, dass die Verbundspannung bei steigender Verbundlänge keine konstante Verteilung über die Verbundlänge annimmt. In der Literatur, z. B. König & Tue (1996) oder Eligehausen et al. (1983), wird eine zum unbelasteten Stabende abfallende Verbundspannung angenommen. Zur Ableitung eines Rissmodells ist jedoch die Kenntnis des präzisen Verlaufs der Verbundspannung nötig. Bei schlanken Bauteilen mit geringer Bauteilhöhe können beispielsweise kleinere Rissabstände auftreten als der 10-fache Stabdurchmesser, welcher links und rechts des Rissufers der Verbundlänge von  $l_b = 5 \cdot \varnothing$  entspräche. Dies führt, basierend auf der Heranziehung einer Schlupffunktion, auf einer Verbundlänge des fünffachen Durchmessers zu großen Abweichungen, da hier die Verteilung des angenommenen Modells stark von den tatsächlich auftretenden Verbundspannungen abweichen kann. Dies wird in der Regel durch die Einführung eines empirischen Verteilungsfaktors korrigiert.

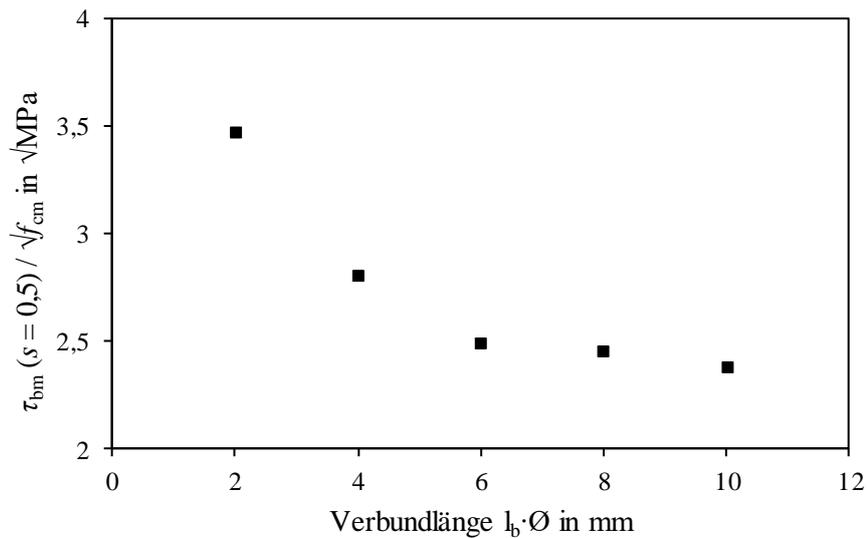


**Abbildung 5.11: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 3 – Verbundlängen  $2 \cdot \varnothing \leq l_b \leq 10 \cdot \varnothing$  bei konstantem Stabdurchmesser 8 mm**

Beim direkten Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Kurven der Probekörper mit variierenden Verbundlängen ist deutlich zu erkennen, dass sich die Kurvenverläufe bei den untersuchten Verbundlängen  $6 \cdot \varnothing \leq l_b \leq 10 \cdot \varnothing$  stark ähneln (vgl. Abbildung 5.11). Die maximalen

Verbundspannungen liegen für diese Versuchskörper dicht beieinander. Lediglich bei den Versuchskörpern mit den Verbundlängen  $l_b = 2 \cdot \varnothing$  und  $l_b = 4 \cdot \varnothing$  konnten zum Teil deutlich höhere maximale Verbundspannungen erreicht werden (vgl. Tabelle 5-8).

Bei der Betrachtung der wirkenden Verbundspannung bei dem Bezugswert von  $s = 0,5$  mm hingegen ist ein klarer Trend erkennbar (vgl. Abbildung 5.12). Ritter (2013) stellte für Betonstahl mit Verbundlängen von  $l_b = 2 \cdot \varnothing$  einen Zuwachs von 40 % gegenüber Proben mit  $l_b = 5 \cdot \varnothing$  fest, was sich mit den hier erzielten Versuchsergebnissen mit der straff umwickelten und besandeten BFK-Bewehrung auch bestätigte.



**Abbildung 5.12:** Experimentelle Verbundspannung bei einem Schlupfwert von  $s = 0,5$  mm bei steigender Verbundlänge

### 5.3 Auswertung der Zugversuche an zentrisch bewehrten Betonkörpern

Bei allen Versuchskörpern stellten sich orthogonal zur Belastungsrichtung verlaufende Trennrisse ein. Beispielhaft ist ein Foto des Versuchskörpers Z.Ba6.40.2,16 nach der Belastung mit den aufgetretenen Rissen in Abbildung 5.13 abgebildet.

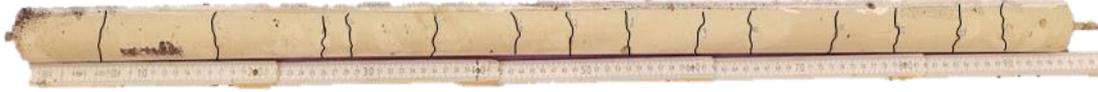


Abbildung 5.13: Rissbild des Versuchskörpers Z.Ba6.40.2,16 nach der Belastung

Es ist zu erkennen, dass sich die vorhandenen Rissabstände zwischen einem maximalen und einem minimalen Abstand einstellen. Die unterschiedlichen Rissabstände können auf die Streuungen der Betoneigenschaften, insbesondere auf die Betonzugfestigkeit zurückgeführt werden. Im Rahmen der Auswertung der Versuche werden die Risse an allen Versuchskörpern nach der Versuchsdurchführung markiert und die Abstände untereinander vermessen. Für die weiterführende Auswertung wird stets der Mittelwert der Rissabstände betrachtet. In der nachfolgenden Tabelle 5-9 sind die nach der Belastung der Betonkörper aufgetretenen Rissabstände  $s_{cr,m,exp}$  sowie der Tension Stiffening Faktor  $\beta_{t,exp}$  zusammenfassend aufgeführt. Alle Versuchskörper sind im Rahmen einer Fotodokumentation in Anhang (Kapitel 10.2.2) zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 5-9: Vergleich der experimentellen Rissabstände mit den Modellen nach Eurocode 2 (2011) und Modelcode 2010 (2013)

Versuchsbezeichnung	$s_{cr,m,exp}$ in mm	$s_{cr,m,EC 2}$ in mm	$s_{cr,m,exp} / s_{cr,m,EC 2}$	$\beta_{t,r,exp}$
-	-	-	-	-
Z.B6.40.2,16	61,8	36,4	1,70	0,613
Z.B10.75.1,72	105,7	79,74	1,33	0,601
Z.B6.50.1,32	93,6	59,6	1,57	0,594
Z.B8.100.1,00	108,1	108,4	1,00	0,545
Z.B10.110.0,81	157,5	169,4	0,93	0,587
Z.B10.125.0,62	182,0	222,5	0,82	0,603

Weiterhin sind die rechnerischen mittleren Rissabstände nach dem Modell aus Eurocode 2 (2011) (vgl Kapitel 2.3.3.2:  $s_{cr,m,EC 2}$ ) gegenüber gestellt. Dabei wird deutlich, dass die eigens für Stahlbeton abgeleiteten und kalibrierten Rissmodelle große Abweichungen zu den experimentellen Ergebnissen aufweisen. Daraus kann geschlossen werden, dass ein angepasstes Rissmodell für die hier untersuchte BFK-Bewehrung (straff umwickelt und besandet) nötig ist, um die abweichenden Material- und Verbundeigenschaften besser zu erfassen. An dieser Stelle wird auf das Kapitel 7.4 verwiesen, in welchem ein für diese Bewehrungstypen angepasstes Rissmodell kalibriert wurde.

Weiterhin konnte bei keinem der Versuchskörper Verzweigungsrisse bzw. Spaltrisse in Richtung der Bewehrungsachse festgestellt werden. Aus dieser Beobachtung kann angenommen

werden, dass die auftretenden Ringzugspannungen infolge der Verbundkräfte gering sind. Dies kann auf die gleichmäßige Profilierung durch die straffe Umwicklung in Kombination mit der Besandung zurückgeführt werden, wodurch die Verbundspannungsverteilung als gleichmäßig und nur mit geringen Spannungsspitzen angenommen werden kann. In Niewels (2008) wurden ähnliche Versuche mit einer gefrästen Rippengeometrie an GFK-Stäben (vgl. Abbildung 4.1) dargestellt, bei denen Verzweigungsrisse aus den orthogonal zur Belastungsrichtung verlaufenden Trennrissen beobachtet werden konnten. Diese wurden auf die hohen Ringzugspannungen im Beton zwischen den eingefrästen Rippen zurückgeführt.

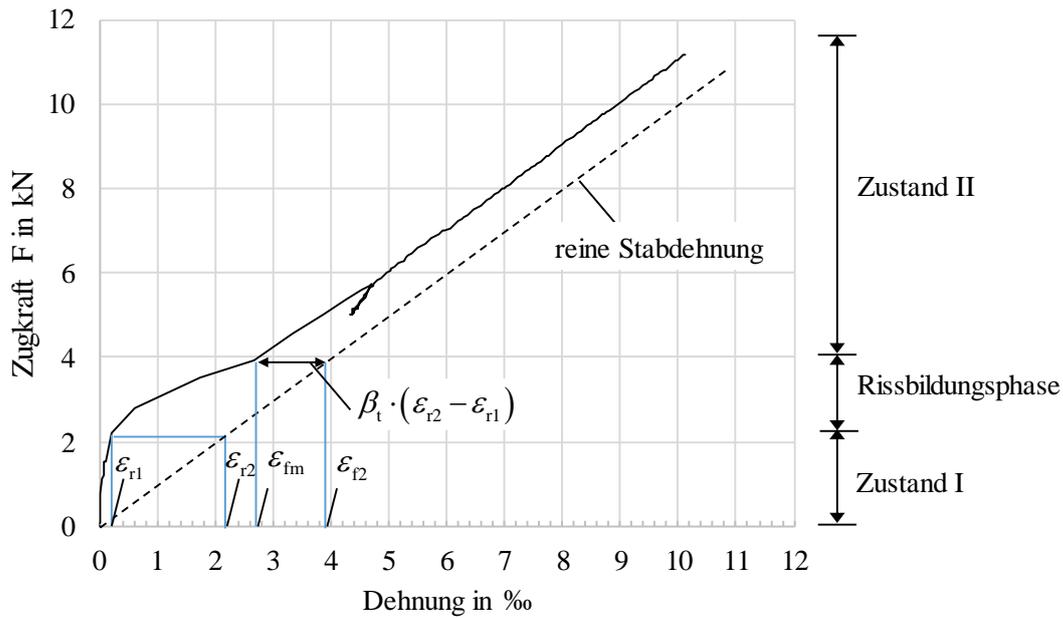
Des Weiteren konnte anhand der durch die Messtechnik dokumentierten Gesamtdehnung des Betonkörpers ein Kraft-Dehnungs-Diagramm der Betonkörper unter Zugbelastung erstellt werden. Die Phasen des ungerissenen Betonzylinders (Zustand I), die Rissbildungsphase und das abgeschlossene Rissbild (Zustand II) sind aus den Versuchsergebnissen gut erkennbar (vgl. Abbildung 5.14). Mit der nachfolgenden Gleichung (Gl. 5-1) nach Model Code 2010 (2013) und den experimentell ermittelten Dehnungen kann der Tension Stiffening Faktor  $\beta_t$  errechnet werden.

$$\varepsilon_{fm} = \varepsilon_{f2} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{r2} - \varepsilon_{r1}) \quad \text{Gl. 5-1}$$

mit:

- $\varepsilon_{fm}$  mittlere Dehnung des Verbundquerschnitts
- $\varepsilon_{f2}$  Dehnung des reinen Zugstabs
- $\varepsilon_{r1}$  Dehnung des Verbundquerschnitts beim Erstriss
- $\varepsilon_{r2}$  Dehnung des reinen Zugstabs beim Erstriss

Mit den gewonnenen Versuchsdaten können die o. g. Dehnungen für jeden Versuchskörper ausgewertet und durch Umstellen von Gl. 5-1 der Tension Stiffening Faktor  $\beta_{t,r}$  für die Rissbildung errechnet werden. Für den in Abbildung 5.14 dargestellten Versuch Z.Ba6.40.2,16 ergibt sich der Faktor  $\beta_{t,r} = 0,613$  bei der Einzelrissbildung. Für Betonstahl kann für die Einzelrissbildung nach gemäß König & Tue (1996)  $\beta_t = 0,65$  angesetzt werden. Daraus wird ersichtlich, dass die hier untersuchte straff umwickelte und besandete Bewehrung bezüglich der Zugversteifung auf einem etwas niedrigeren Niveau liegt. Für die übrigen Versuchskörper ergaben sich die Werte von  $0,545 \leq \beta_t \leq 0,613$ .



**Abbildung 5.14: Kraft-Dehnungs-Diagramm des Versuchskörpers Z.Ba6.40.2,16**

Bei den durchgeführten Zugversuchen an zentrisch bewehrten Betonstäben konnte gezeigt werden, dass die Rissbildung mit dem bestehenden Modell nach Eurocode 2 (2011) für die hier verwendete Bewehrung nicht zufriedenstellend vorhergesagt werden konnte. Die Ursache hierfür wird in dem speziell für Stahlbetonbau entwickelten und kalibrierten Verbundmodell gesehen, welches den Rissmodellen als Grundlage dient. Diese Beobachtung verdeutlicht, dass ein angepasstes Modell zur Berechnung der Rissabstände für diesen Bewehrungstyp erforderlich ist, um den Rissbreitennachweis zuverlässig und wirtschaftlich führen zu können. Weiterhin konnte beobachtet werden, dass das Mitwirken des Betons auf Zug für die in den Versuchen verwendete Bewehrung verglichen mit Betonstahl auf einem ähnlichen Niveau liegt.

## 6 Auswertung der Experimentellen Untersuchungen an großformatigen Bauteilen (AP 5)

### 6.1 Ergebnisse der Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit am Balken

Alle Bauteile mit BFK-Bewehrung versagten durch das Überschreiten der Querkrafttragfähigkeit bzw. durch die Bildung eines kritischen Schubrisses, der die Betondruckzone durchdrang. Dies ist in der nachfolgenden Abbildung 6.1 beispielhaft für den Versuchskörper BR.B8.C25.0,37.3,5 dargestellt.



**Abbildung 6.1: Bildung des kritischen Schubrisses am Versuchskörper BR.B8.C25.0,37.3,5 unmittelbar vor (links) und nach (rechts) dem Erreichen der maximalen Traglast**

Die Versagensmuster und aufgetretenen Risse aller Versuchskörper sind in Abbildung 6.2 bis Abbildung 6.10 skizziert. Eine ausführliche Dokumentation der Versuche ist im Anhang zusammenfassend dargestellt. Bei den Referenzversuchen mit Betonstahl und einem Bewehrungsgrad von ca. 0,44 % erreichte die Zugbewehrung die Streckgrenze. Das Bauteilversagen lässt sich hier als Bewehrungsversagen und Einschnüren der Betondruckzone beschreiben. Der Referenzbalken mit Betonstahl und einem Bewehrungsgrad von ca. 0,89 % versagte wie seine Pendants mit BFK-Bewehrung infolge des Überschreitens der Querkrafttragfähigkeit. In der nachfolgenden Tabelle 6-1 sind die Versuchsergebnisse hinsichtlich der maximalen Querkrafttragfähigkeit  $V_{exp}$  zusammengefasst. Die rechnerischen Querkrafttragfähigkeiten der Bauteile sind mit den Mittelwerten der Materialparameter für die Bauteilkonfiguration nach der Bemessungsgleichung nach ACI 440.1R-15 (2015) ( $V_{ACI}$  nach Gl. 2-18) ist in Tabelle 7-3 dargestellt.

Mit dem Bemessungsmodell nach ACI 440.1R-15 (2015) werden weit auf der sicheren Seite liegende Ergebnisse erzielt. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass bei diesem Ansatz lediglich die Betondruckzone zur Querkrafttragfähigkeit herangezogen wird. Zur Vorhersage und Auswertung der Schubtragfähigkeit in den experimentellen Untersuchungen ist dieses Berechnungsmodell daher nicht geeignet. Aus diesem Grund wird in Kapitel 7.3 ein Bemessungsmodell vorgestellt, welches die Materialeigenschaften der BFK-Bewehrung berücksichtigt und somit besser Übereinstimmung mit den Querkrafttragfähigkeiten der experimentellen Untersuchung erzielt.

**Tabelle 6-1: Traglasten der Untersuchung der Rissbildung am Balkenquerschnitt**

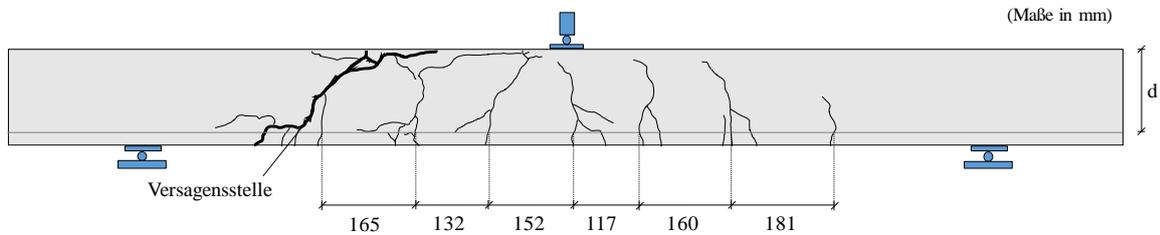
Versuchs- bezeichnung	$V_{exp}$	Rissabstand $s_{cr,exp}$	$f_{cm}$	$V_{ACI}$	$V_{exp} / V_{ACI}$	Versagensart
-	in kN	in mm	N/mm <sup>2</sup>	in kN	-	
Q.B8.C25.0,37.5,0	12,2	150	33	6,5	1,88	kritischer Schubriss
Q.B8.C25.0,37.3,5	13,3	134	36	6,5	2,09	kritischer Schubriss
Q.B8.C25.0,37.2,0	28,3	131	36	6,5	2,28	kritischer Schubriss
Q.B6.C25.0,39.3,5	11,5	113	36	6,5	1,77	kritischer Schubriss
Q.B8.C25.0,73.3,5	15,4	117	36	9,2	0,91	kritischer Schubriss
Q.B8.C50.1,19.3,5	23,8	84	56	8,5	2,80	kritischer Schubriss
Q.S8.C25.0,44.3,5	16,4*	136	36	22,5	-	Bewehrungsversagen
Q.S8.C25.0,89.3,5	26,6	87	36	23,4	1,14	kritischer Schubriss
Q.S8.C50.0,48.3,5	16,5*	118	56	28,9	-	Bewehrungsversagen

Bei der Versuchsdurchführung wurde beobachtet, dass bei den BFK-bewehrten Bauteilen mit geringem Bewehrungsgrad stets ein Querkraftversagen eintrat, während der zugehörige Referenzkörper mit ähnlichem Bewehrungsgrad und Betonstahl durch Überschreiten der Streckgrenze der Bewehrung infolge Biegung versagte. Die Gründe hierfür liegen unter anderem am linear-elastischen Materialverhalten der BFK-Bewehrung bei einer deutlich höheren Bruchspannung im Vergleich zu Betonstahl. Während Betonstahl bei einer Spannung von ca. 500 bis 550 MPa zu fließen beginnt und plastische Dehnungen bei gleichbleibender Spannung zunehmen, steigen die Spannungen und Dehnungen in der BFK-Bewehrung weiterhin linear an. Dies führt dazu, dass über die wirkenden Verbundkräfte zwischen Bewehrung und Beton die Schubspannungen im Bauteil weiter ansteigen, während bei Bauteilen mit Betonstahl nach dem Erreichen der Fließgrenze die Schubspannungen konstant verbleiben und durch die plastische Dehnung der Bewehrung große Vertikalverformungen entstehen.

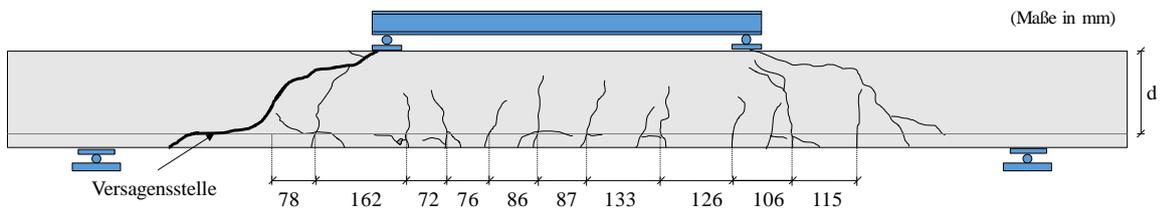
Bei höheren Bewehrungsgraden konnte sowohl bei BFK- als auch bei stahlbewehrten Bauteilen ein Querkraftversagen beobachtet werden. Die Traglast lag bei den entsprechenden BFK-bewehrten Bauteilen jedoch deutlich unterhalb der des Referenzbauteils mit Stahlbewehrung. Die Ursache wird darin gesehen, dass bei gleichem geometrischen Bewehrungsgrad zwar die Gesamtfläche der Bewehrung gleich ist, aber durch den geringeren E-Modul des FVK-Werkstoffs die Dehnsteifigkeit ( $E \cdot A$ ) in der Zugzone des Bauteils deutlich geringer ausfällt. Dadurch entstehen bei gleichen Spannungen in der BFK-Bewehrung höhere Dehnungen, woraus eine größere Rissöffnung im Bauteil resultiert. Das Querkraftversagen ist durch einen kritischen Schubriss gekennzeichnet, an dem sich links und rechts des Rissufers die Bauteilhälften zueinander verdrehen. Durch eine größere Schubrissöffnung infolge der geringeren Dehnsteifigkeit versagt schließlich das Bauteil mit der BFK-Bewehrung bei geringerer Traglast.

Weiterhin wurde bei diesen Versuchen der Rissbildung infolge der Biegebeanspruchung ausgewertet. Alle aufgetretenen Biegerisse bis zum Erreichen der maximalen Traglast sowie deren Abstände zueinander sind in Abbildung 6.2 bis Abbildung 6.10 illustriert und vermaßt. Wie

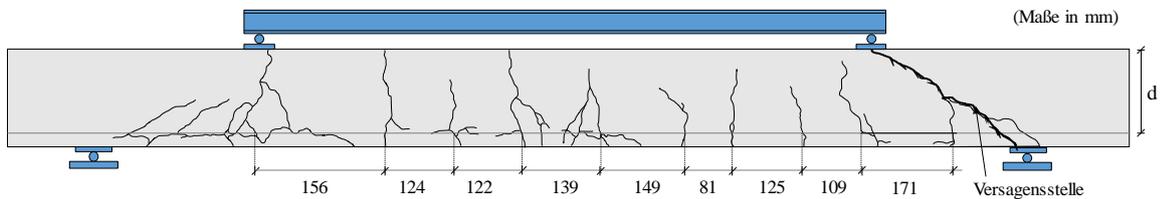
auch bei den zentrischen Zugversuchen zuvor ist zu erkennen, dass die Rissabstände Streuungen unterliegen. Daher wird zur weiteren Auswertung der mittlere Rissabstand  $s_{cr,m,exp}$  herangezogen. Die Mittelwerte der Rissabstände aller Versuchskörper ist in Tabelle 6-1 zusammengefasst. Außerdem sind die entstandenen Rissbilder aller Versuchskörper in Abbildung 6.2 bis Abbildung 6.10 am Ende dieses Kapitels dargestellt.



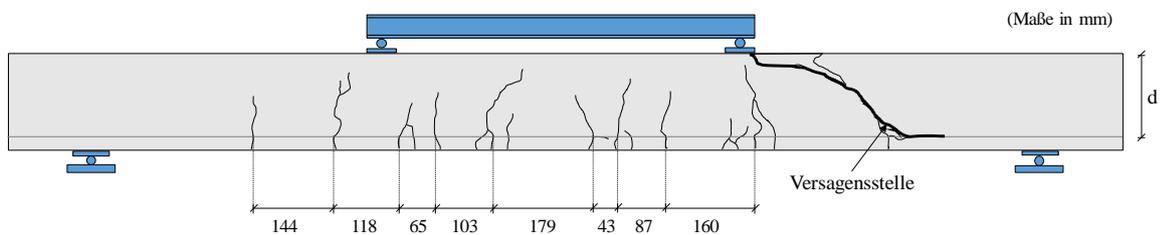
**Abbildung 6.2: Rissbild des Versuchskörpers BR.B8.C25.0,37.5,0**



**Abbildung 6.3: Rissbild des Versuchskörpers BR.B8.C25.0,37.3,5**



**Abbildung 6.4: Rissbild des Versuchskörpers BR.B8.C25.0,37.2,0**



**Abbildung 6.5: Rissbild des Versuchskörpers BR.B6.C25.0,39.3,5**

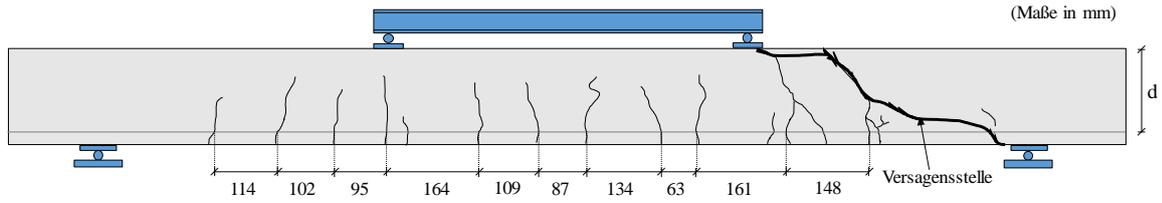


Abbildung 6.6: Rissbild des Versuchskörpers BR.B8.C25.0,73,3,5

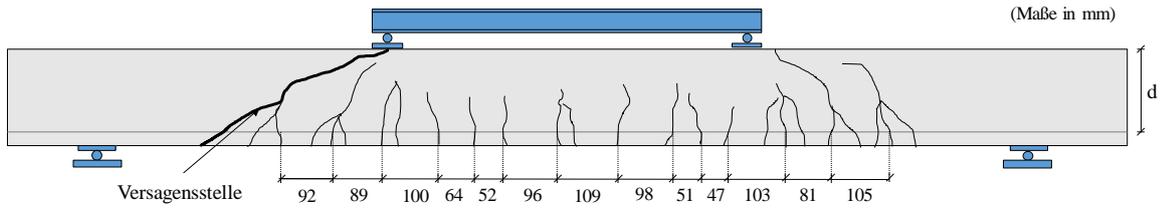


Abbildung 6.7: Rissbild des Versuchskörpers BR.B8.C50.1,19,3,5

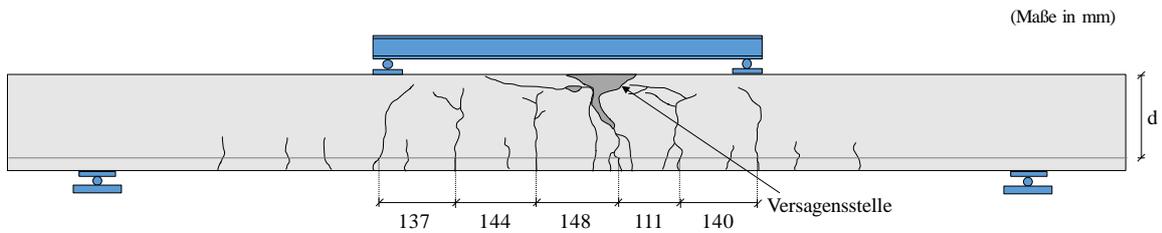


Abbildung 6.8: Rissbild des Versuchskörpers BR.S8.C25.0,44,3,5

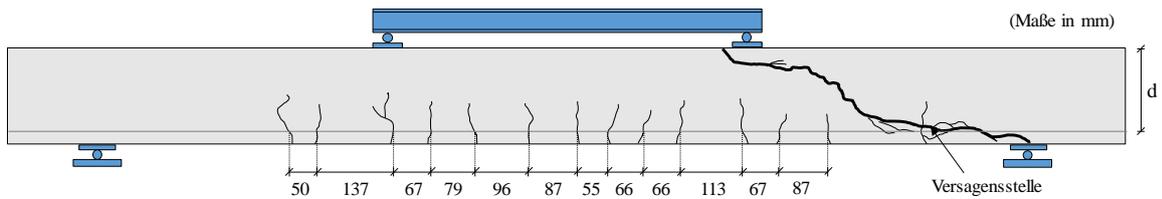


Abbildung 6.9: Rissbild des Versuchskörpers BR.S8.C25.0,89,3,5

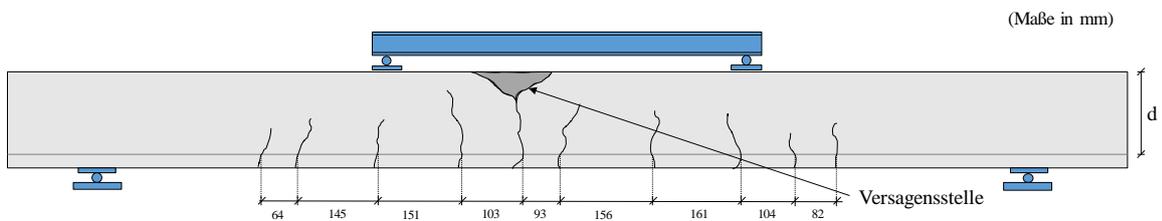


Abbildung 6.10: Rissbild des Versuchskörpers BR.S8.C50.0,44,3,5

## 6.2 Ergebnisse der Untersuchung der Biegetragfähigkeit Plattenstreifen

Der Fokus der Auswertungen liegt bei allen Versuchen auf der Ermittlung der maximalen Biegetragfähigkeit, des Last-Verformungsverhaltens sowie der Rissbreitenentwicklung bei steigender Belastung. Aus der Dokumentation der Stauchungen auf der Oberseite der Druckzone des Bauteils kann das experimentell ermittelte Bauteilverhalten mit theoretischen Ansätzen, wie z. B. der Iteration der Dehnungsebene (vgl. Kapitel 2.3.2), verglichen, validiert und bewertet werden. Des Weiteren wurden alle aufgetretenen Biegerisse. Dabei wird ein besonderes Augenmerk auf die auftretenden Rissbreiten im Bereich des maximalen und konstanten Biegemomentes zwischen der Lasteinleitungstraverse gelegt.

Neben dieser analogen Messtechnik wurde zudem bei einigen Versuchen ein digitales und berührungsloses Messsystem verwendet, welches mit Hilfe von zwei digitalen Fotokameras den Versuch aufzeichnete. Ein solches System basiert auf der digitalen Bildkorrelation (engl. Digital Image Correlation - DIC). Die digitalen Kameras wurden vorab auf ihren Standort und den zugehörigen Aufnahmewinkel zu dem zu untersuchenden Objekt im Raum kalibriert. Die Kalibrierung erfolgte mit Hilfe eines Regelmusters, welches einen konstanten und für das System bekannten Abstand hatte. Durch diese bekannten Abstände können den Kameras durch eine Koordinatentransformation 3-D Vektorkoordinaten zugeordnet werden. Des Weiteren können durch die Kalibrierung auf den aufgenommen Bildern Strecken und Distanzen im Raum ausgewertet werden.

Um auf einem Objekt Messwerte auswerten zu können, muss vorab der zu dokumentierende Messbereich durch eine weiße Grundierung gleichmäßig eingefärbt und mit schwarzen, unregelmäßig angeordneten Punkten (genannt Specklemuster) präpariert werden. Die weiße Farbe hat die Funktion, den Kontrast des Specklemusters zu erhöhen und damit die Datenqualität zu verbessern. Das Messfeld wird schließlich durch das Stereo-Kamerasystem, welches in einem Winkel von ca.  $30^\circ$  zueinander geneigt ist, während der Versuchsdurchführung mit einer Bildrate von 5 Hz aufgezeichnet. Nach der Aufzeichnung des Versuchs können mit der zum Kamerasystem zugehörigen Software Correlated Solutions (2019) alle Bilder ausgewertet werden. Dabei werden alle Bilder hinsichtlich der Verschiebung der auf dem Objekt aufgebrachten Speckle-Punkte miteinander verglichen. Aus diesen Verschiebungen aller Speckle-Punkte zueinander, können auf dem gesamten Messbereich die gewünschten Messgrößen ausgewertet werden. Weiterführende Literatur zur Anwendung dieser Mess- und Auswertemethode bei bautechnischen Versuchen sind beispielsweise Hampel (2008) und Maas (2012) zusammengefasst.

An dieser Stelle ist anzumerken, dass für den Versuchskörper BK.B10.0,30.240.15#2 eine Störung des Messsignals zwischen der Steuerung des Hydraulikzylinders und des fotogrammetrischen Messsystems (DIC) vorlag, wodurch die Prüfkraft nicht mit der Dokumentation der Verschiebungen an der Stirnseite des Plattenstreifen synchronisiert wurde. Aus diesem Grund konnte in der Versuchsauswertung die Rissbreitenentwicklung nicht ausgewertet werden.

In der nachfolgenden Tabelle 6-2 sind die Versuchsergebnisse zusammenfassend dargestellt. Darin enthalten sind die maximale Prüfkraft  $F_{\max, \text{exp}}$  (vgl. Abschnitt 6.2.1), der mittlere Rissabstand  $s_{\text{crm, exp}}$  (vgl. Abschnitt 6.2.3) die maximale Durchbiegung  $w_{\text{GZG}}$  für die Belastungssituation des Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (vgl. Abschnitt 6.2.2) sowie die Versagensart der Bauteile. In den jeweiligen Unterkapiteln wird näher auf die in Tabelle 6-2 aufgeführten Versuchsergebnisse eingegangen und deren Bedeutung erläutert.

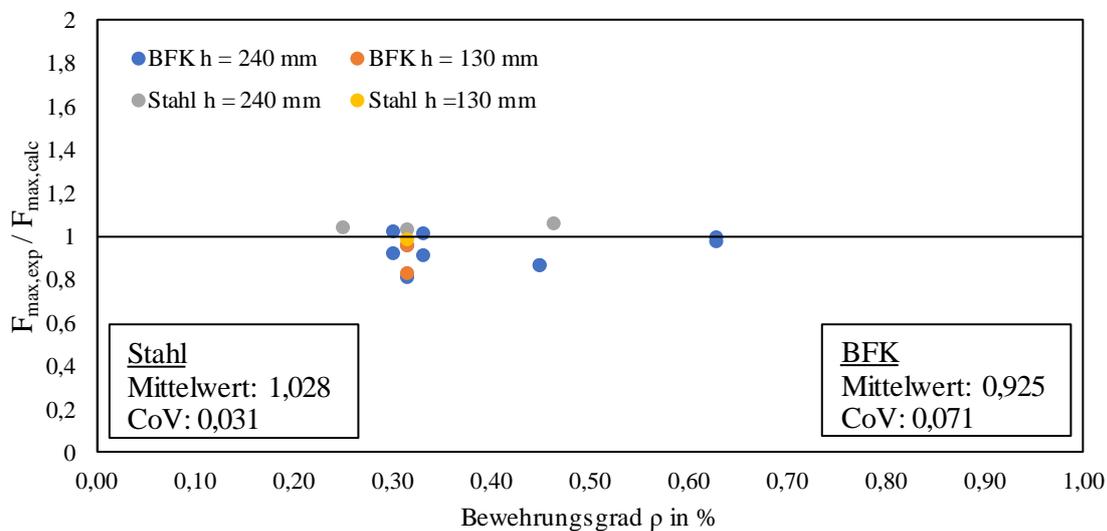
**Tabelle 6-2: Übersicht zu den Versuchsergebnissen**

Versuchs- bezeichnung	$F_{\max, \text{exp}}$ in kN	$s_{\text{crm, exp}}$ in mm	$w_{\text{GZG}}$ in mm	Versagensart
BK.B0,30.240.25#1	40,53	139,2	16,43	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.B0,30.240.25#2	34,23	152,3	16,08	Bewehrungsversagen neben Lasteinleitung
BK.S0,30.240.25#1	20,61	152,2	6,45	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.B0,45.240.25#1	66,15	110,5	11,52	Biegeschubversagen neben Lasteinleitung
BK.B0,45.240.25#2	65,76	117,0	13,83	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.B0,60.240.25#1	87,05	114,8	9,43	Druckzonenversagen neben Lasteinleitung
BK.B0,60.240.25#2	88,71	118,7	10,72	Druckzonenversagen neben Lasteinleitung
BK.S0,45.240.25#1	46,16	105,0	6,23	Druckzonenversagen neben Lasteinleitung
BK.B0,30.240.15#1	41,55	132,5	13,13	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.B0,30.240.15#2	45,88	137,2	12,89	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.B0,30.240.35#1	36,46	165,6	15,01	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.B0,30.240.35#2	40,43	157,4	16,22	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.S0,30.240.15#1	20,42	113,7	7,06	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.B0,32.130.25#1	18,22	117,6	4,15	Bewehrungsversagen in Feldmitte
BK.B0,32.130.25#2	15,60	122,7	4,22	Biegeschubversagen neben Lasteinleitung
BK.S0,32.130.25#1	8,56	136,2	3,14	Bewehrungsversagen in Feldmitte

### 6.2.1 Auswertung der Biegetragfähigkeit

Über die Iteration der Dehnungsebene, bekannt aus dem Stahlbetonbau, und dem Ansatz der nichtlinearen Spannungs-Dehnungs-Beziehung zur Berücksichtigung des realitätsnahen Materialverhaltens des Betons unter Druckbeanspruchung kann unter Berücksichtigung der experimentell ermittelten Werkstoffeigenschaften die theoretische maximale Traglast analytisch ermittelt werden. Eine tabellarische Übersicht für alle Bauteilversuche ist im Anhang dargestellt. Das nachfolgende Diagramm in Abbildung 6.11 zeigt einen Vergleich zwischen der experimentellen ( $F_{\max, \text{exp}}$ ) und der Methode der Iteration der Dehnungsebene ( $F_{\max, \text{calc}}$ ) ermittelten Traglast für alle geprüften Bauteile. Dabei ist zu erkennen, dass die experimentell erreichte Traglast für die BFK-bewehrten Bauteile im Mittel geringer ausfällt als die rechnerische Traglast über die Iteration der Dehnungsebene. Dies kann auf das spröde Materialverhalten der Be-

wehrung sowie die Platzierung der Druckzone zurückgeführt werden, wodurch keine plastischen Reserven bei dem Erreichen der Bruchspannung vorhanden sind. Erreicht ein Bewehrungselement im Bauteilquerschnitt die Bruchspannung, welche der natürlichen Materialstreuung unterliegt, so entsteht ein Kaskadenversagen in den noch vorhandenen Bewehrungselementen. Außerdem ist das Versagen der Bewehrung durch das Erreichen der Zugfestigkeit stark von der Rissbildung abhängig. An einem Biegeriss wirkt die größte Spannung in der Bewehrung, wobei es sich sehr schwierig gestaltet, die tatsächliche Spannungsverteilung abschätzen zu können. Diese Faktoren führen unter anderem dazu, dass ein Bewehrungselement unplanmäßig bereits die Bruchspannung erreicht und dadurch ein serielles Versagen der anderen Bewehrungsstäbe verursacht. Bei Betonstahl liegt ein duktileres Werkstoffverhalten vor. Nach dem Erreichen der Fließgrenze verbleiben bei stark ansteigenden Dehnungen die Spannungen auf dem hohen Niveau, wodurch kein schlagartiges Versagen eintreten kann.



**Abbildung 6.11: Vergleich der experimentellen  $F_{\max, \text{exp}}$  und der mit der Methode der Iteration der Dehnungsebene  $F_{\max, \text{calc}}$  ermittelten Traglast**

Aus diesem Grund schlägt Rempel (2018) einen Korrekturfaktor zur Berücksichtigung dieses Maßstabeffektes der parallel nebeneinander wirkenden linear-elastischen Bewehrungselemente vor. Dieser Korrekturfaktor verringert die rechnerische Festigkeit eines FVK-Zugglieds im Bauteils um bis zu 15 % im Vergleich zur maximalen Bruchspannung, eines zentrischen Zugversuchs an der Bewehrung bei der Ermittlung der Materialparameter, wie beispielsweise nach ASTM D7205/7205M (2006). Somit lässt sich erklären, dass der hier experimentelle Mittelwert ca. 7,5 % unterhalb des rechnerischen Mittelwertes liegt, während für die Stahlbewehrung die Traglast rechnerisch sehr gut vorhergesagt werden konnte. Ähnliches konnte unter anderem durch Krieger (2020) oder El Ghadioui (2020) bei Bauteilen mit carbonfaserkunststoffbewehrten (CFK) Betonbauteilen beobachtet werden.

Betonstahl hingegen zeichnet sich in seinem Werkstoffverhalten durch ein ausgeprägtes Fließplateau aus, wodurch Spannungen infolge unplanmäßiger Abweichungen und Streuungen umgelagert werden können. Daher konnten mit der Iteration der Dehnungsebene hohe Übereinstimmungen zwischen experimenteller und rechnerischer Tragfähigkeit erzielt werden.

## 6.2.2 Auswertung der Bauteilverformungen

Zur Evaluierung der vertikalen Biegeverformungen werden zwei Zustände betrachtet. Zum einen wurde die maximale Durchbiegung in Feldmitte unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination nach DIN EN 1990 (2010) für den baupraktischen Anwendungsfall und zum Nachweis der Begrenzung der Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) nach DIN EN 1992-1-1 (2011) betrachtet.

Zur Berechnung werden hierfür die folgenden Belastungen angenommen:

- Eigengewicht  $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$
- Ausbaulast  $\Delta g_k = 1,6 \text{ kN/m}^2$
- Charakteristische Verkehrslast von  $q_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$  mit  $\psi_2 = 0,3$
- Trennwandzuschlag von  $q_{k,T} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Daraus ergab sich ein Biegemoment von  $M_{GZG} = 40,6 \text{ kNm/m}$  für die quasi ständige Einwirkungskombination. In dem nachfolgenden Diagramm in Abbildung 6.12 ist ein Vergleich der experimentellen ( $w_{GZG,exp}$ ) und der rechnerischen ( $w_{GZG,calc}$ ) Durchbiegung unter dieser Belastung für alle Bauteilversuche dargestellt. Die maximalen Bauteilverformungen wurden mit Hilfe der Integration der Krümmung errechnet.

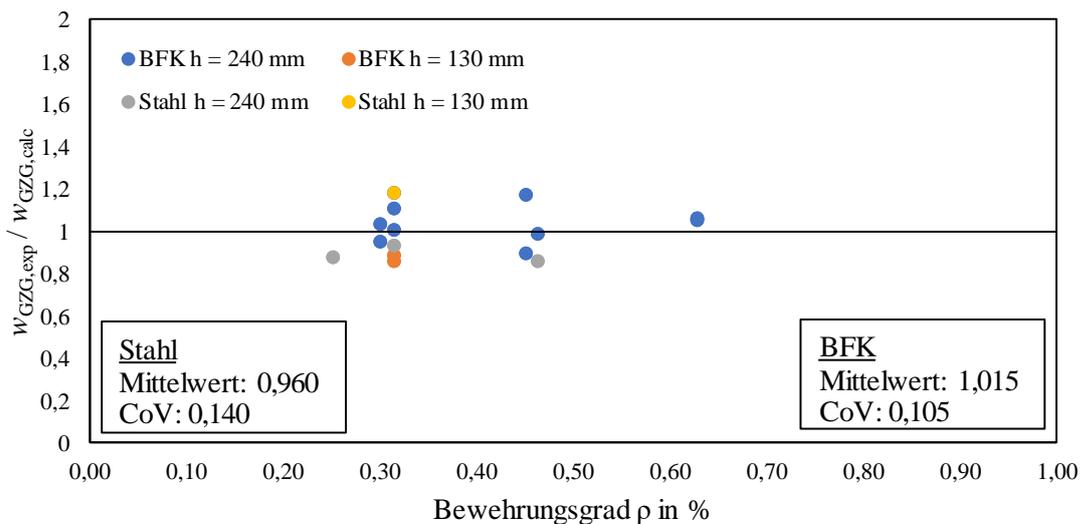
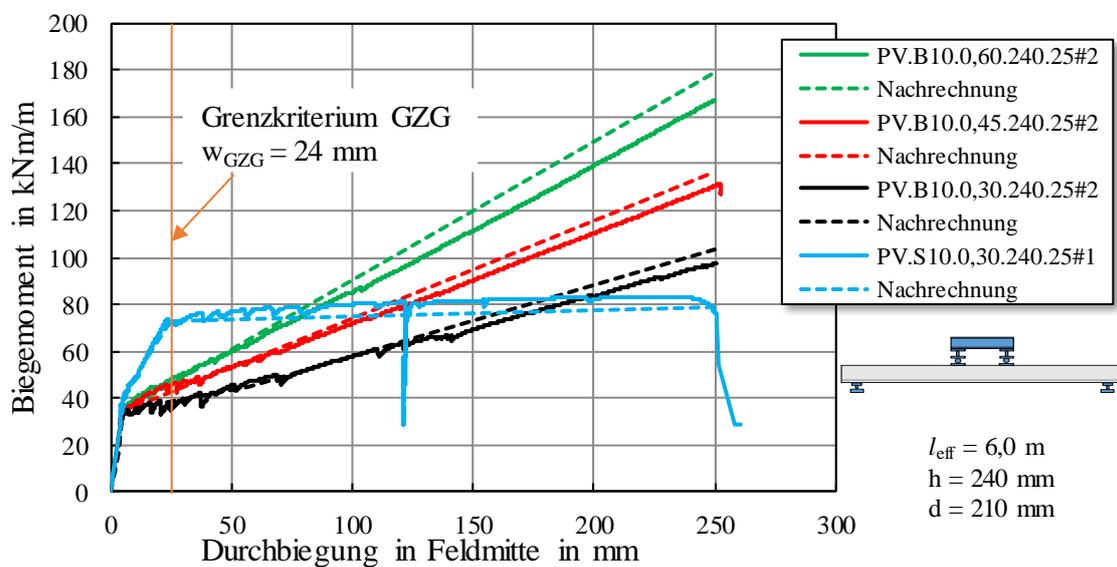


Abbildung 6.12: Vergleich der experimentellen ( $w_{GZG,exp}$ ) und der rechnerischen ( $w_{GZG,calc}$ ) Durchbiegung unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination

Außerdem wurde die Belastung im Bauteilversuch zum Zeitpunkt des maximalen Kolbenweges des Hydraulikzylinders von 250 mm mit der rechnerischen Belastung verglichen, bevor das Bauteil abgespannt und die Lasteinleitungsstruktur umgebaut wurde (vgl. Abbildung 4.6). Dazu wird die Prüfkraft bei einer Bauteilverformung von 250 mm herangezogen und mit der rechnerischen Belastung durch die Zurückrechnung über die Integration der Krümmungen bei dem entsprechenden Kolbenweg verglichen. Darüber hinaus wurde auch der gesamte Verlauf der Momenten-Verformungs-Beziehung analytisch ermittelt und in Abbildung 6.13 mit den experimentellen Versuchsergebnissen verglichen. Dieses Vorgehen wird neben den Bauteilen mit

BFK-Bewehrung auch für stahlbewehrte Bauteile durchgeführt, obwohl sich die Stahlbewehrung zu diesem Zeitpunkt des Versuchs im starken plastischen Bereich befindet und die Annahmen des Ebenbleibens des Querschnitts sowie des starren Verbunds zwischen Bewehrung und Beton nicht mehr gilt.

Aus dem Vergleich zwischen den experimentellen und rechnerischen Ergebnissen der Verformungsauswertung mit Hilfe der numerischen Integration der Bauteilkrümmung wird deutlich, dass eine hohe Übereinstimmung der experimentellen und der rechnerischen Werte der Bauteildurchbiegung erzielt werden kann. Für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit können die Bauteilverformungen bzw. die zugehörigen Prüfkraften ausreichend genau bestimmt werden.

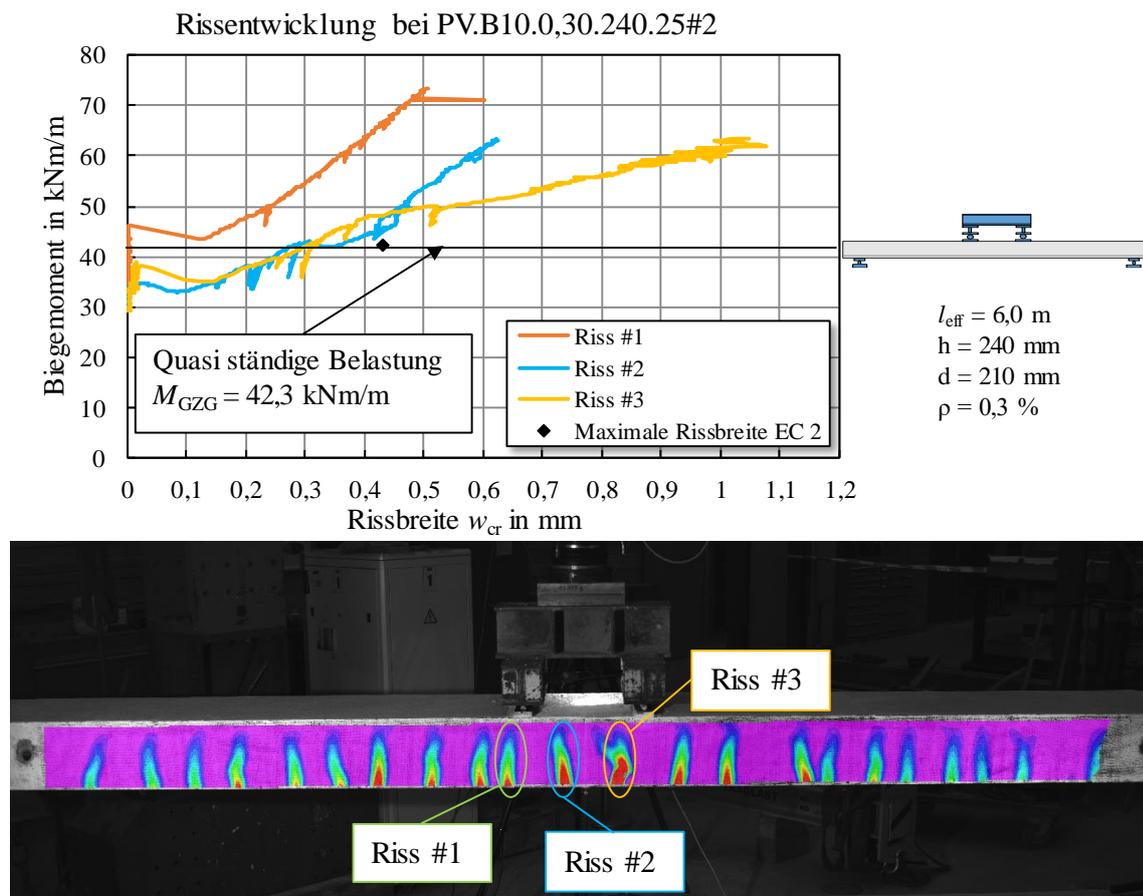


**Abbildung 6.13: Vergleich der experimentellen und der rechnerischen Belastungs-Verformungs-Beziehung bis zu dem maximalen Hydraulikzylinderweg von 250 mm**

Es ist anzumerken, dass die hier durchgeführten Untersuchungen stets auf statische Kurzzeitbelastungen zu beziehen sind. Aufgrund der mechanischen Berechnungsgrundlage und der guten Übereinstimmung zwischen rechnerischen und experimentellen Bauteilverformungen kann diese Methodik mit Hilfe des aus dem Stahlbeton bekannten Ansatzes eines reduzierten E-Moduls ( $E_{c,\text{eff}}$ ) erweitert werden, um Langzeiteffekte, z. B. Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen. Die Anwendung dieses Ansatzes wurde im Rahmen von Belastungsprüfungen an CFK-bewehrten Bauteilen unter statischer und zyklischer Dauerbeanspruchung u. a. durch El Ghadioui (2020) nachgewiesen.

### 6.2.3 Auswertung der Rissentwicklung unter steigender statischer Belastung

Die Rissbreitenentwicklung ist nachfolgend für die Bauteile BK.B10.0,30.240.25#2 (Abbildung 6.14), BK.B10.0,45.240.25#2 (Abbildung 6.16) und BK.B10.0,60.240.25#2 (Abbildung 6.17) beispielhaft in Diagrammen dargestellt. In diesen Diagrammen ist außerdem die rechnerisch maximal auftretende Rissbreite gemäß DIN EN 1992-1-1 (2011) (vgl. Kapitel 2.3.3.2) unter Ansatz einer mittleren Verbundspannung von  $\tau_{bm,m} = 2,25 \cdot f_{ctm}$  [Model Code 2010 (2013)] zum Vergleich abgebildet. Die Belastung zur Berechnung der Rissbreite wurde wie in dem Kapitel zuvor als eine quasi ständige Belastung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit mit  $M_{GZG} = 42,3 \text{ kNm/m}$  angenommen.



**Abbildung 6.14:** Rissbreitenentwicklung bei Versuchskörper PV.B10.0,30.240.25#2 bei steigender Belastung während des Bauteilversuchs

In Abbildung 6.14 ist die Rissbreitenentwicklung bei steigender Belastung während des Bauteilversuchs des Versuchskörpers BK.B10.0,30.240.25#2 illustriert. Weiterhin ist ein Ausschnitt aus der Aufnahme des Bauteils mit der digitalen Bildkorrelation mit allen aufgetretenen Biegerissen infolge der Belastung hinzugefügt. Die Auswertung der Rissbreiten bezieht sich auf den Bereich zwischen den Lasteinleitungspunkten, zwischen welchen ein konstantes Biegemoment angenommen werden kann. Wie zu sehen ist, traten bei dem Bauteil mit einem Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,3 \%$  in diesem Bereich drei Risse auf. Bei Betrachtung des gesamten Rissbildes wird deutlich, dass die Rissabstände zueinander starken Streuungen unterliegen und

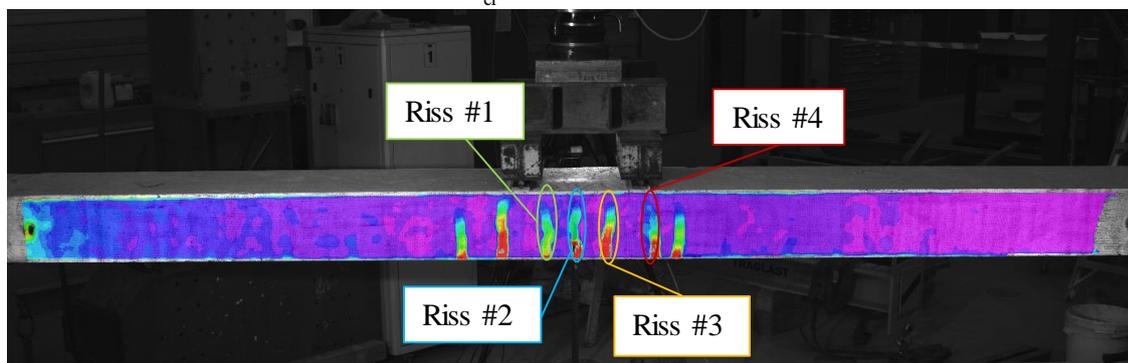
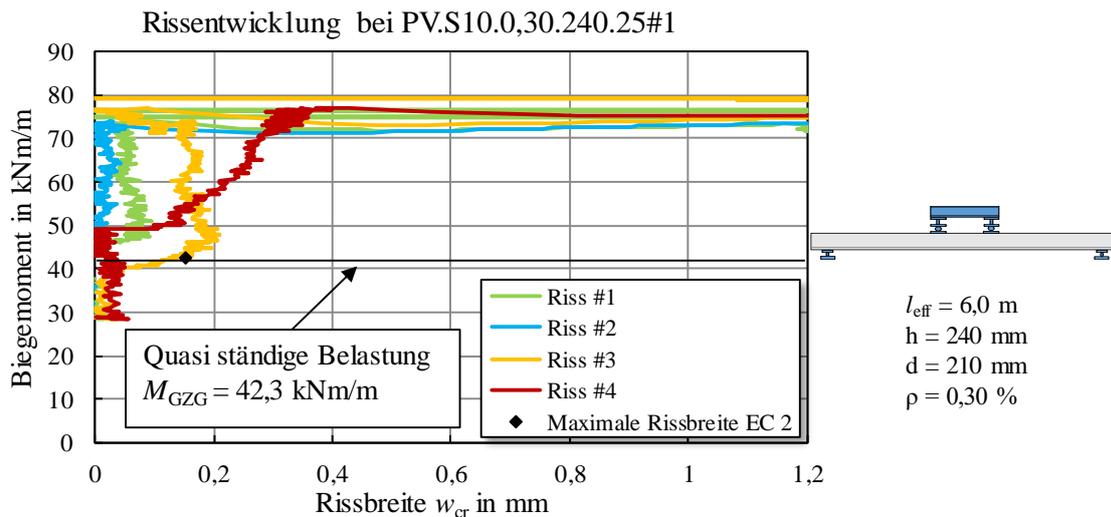
---

der einfachen bzw. der zweifachen Lasteinleitungslänge  $l_t$  entsprechen können. Die Risse verteilen sich über einen großen Teil der Bauteillänge, was bei dem stahlbewehrten Referenzbauteil (PV.S10.0,30.240.25#1) nicht der Fall war (vgl. Abbildung 6.15).

Wird die maximale rechnerische Rissbreite nach DIN EN 1992-1-1/NA (2011) und den darin für Stahlbeton enthaltenen Annahmen des Verbunds betrachtet, wird deutlich, dass hier die Rissbreite gut vorhergesagt werden kann. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einem Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,3 \%$  die Berechnung des maximalen Rissabstandes sehr gut mit den im Versuch aufgetretenen Rissabständen übereinstimmen. Dies ist jedoch zufällig so eingetreten. Wie in den vorherigen Kapiteln gezeigt, kann der Rissabstand im Allgemeinen nicht mit hoher Genauigkeit für die untersuchte BFK-Bewehrung berechnet werden.

In einem direkten Vergleich des stahlbewehrten Bauteils mit gleichem geometrischen Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,3 \%$  ist in Abbildung 6.15 gut erkennbar, dass die Rissbreiten im Vergleich zum Gegenstück mit BFK-Bewehrung deutlich kleiner bei gleichem Belastungsniveau sind. Diese Beobachtung war zu erwarten, dass trotz des gleichen Bewehrungsgrades deutlich geringere Rissbreiten bei dem Versuchskörper mit Betonstahl auftreten. Dies ist auf die deutlich höhere Zugsteifigkeit zurückzuführen. Bei weiterer Laststeigerung und dem Erreichen der Fließgrenze der Bewehrung, steigen die Rissbreiten stark an. Außerdem ist dabei nur ein geringer Teil des Bauteils gerissen. Die Verbundkräfte können nicht weiter ansteigen und neue Risse erzeugen, da die Spannungen in der Bewehrung durch das Fließen annähernd konstant verbleiben. Aus diesem Grund verbleibt ein Großteil des stahlbewehrten Versuchskörpers im ungerissenen Zustand, wodurch die Risse im Bereich der Lasteinleitung bedingt durch die großen Dehnungszunahmen infolge Fließens umso größer wurden.

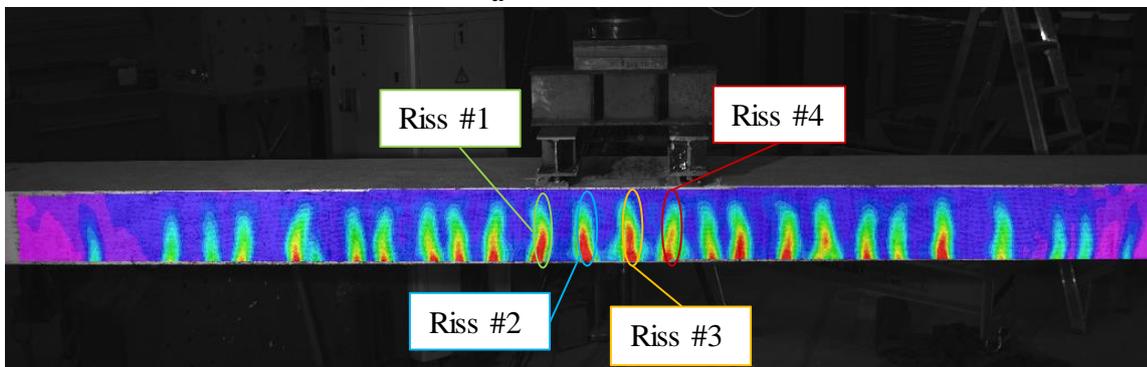
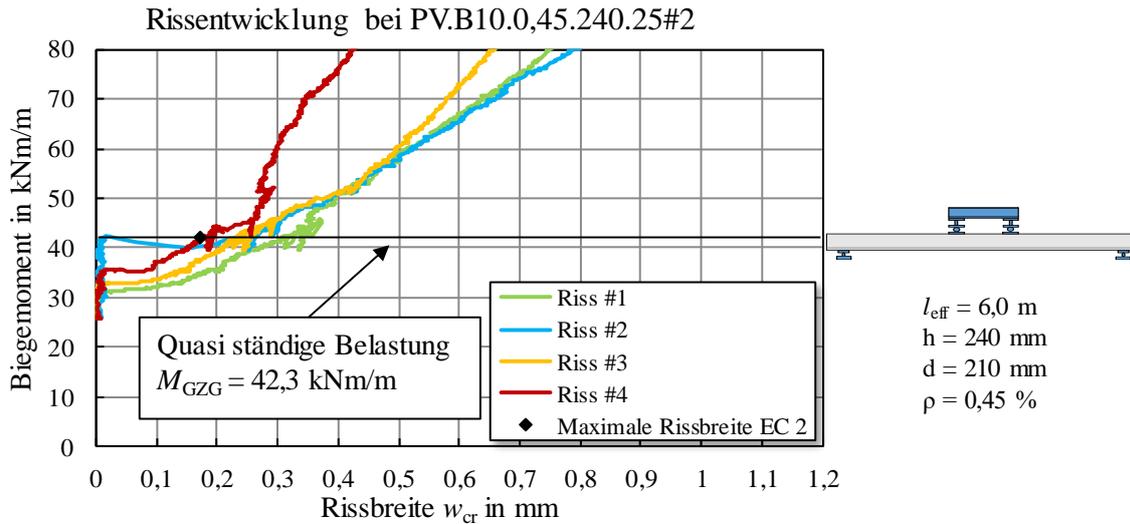
Dies unterscheidet sich deutlich zu der beobachteten Rissentwicklung mit einer linear-elastischen BFK-Bewehrung. Betrachtet man bei diesem Versuchskörper (PV.S10.0,30.240.25#1) die rechnerische maximale mit den im Versuch aufgetretenen Rissbreiten (vgl. Abbildung 6.15), so wird deutlich, dass das für Stahlbeton abgeleitete und kalibrierte Rissmodell nach DIN EN 1992-1-1 (2011) sehr gut mit dem experimentellen Ergebnis zusammen passt.



**Abbildung 6.15: Rissbildung des stahlbewehrten Versuchskörpers PV.S10.0,30.240.25#1**

In Abbildung 6.16 ist die Rissbreitenentwicklung des Versuchskörpers PV.B10.0,45.240.25#2 mit dem Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,45 \%$  dargestellt. Im Bereich des konstanten Biegemoments zwischen der Lasteinleitung traten vier Biegerisse auf, wobei diese bei teilweise stark unterschiedlicher Belastung auftraten. Mit zunehmender Belastung näherten sich die Rissbreiten zunehmend einander an. Diese Entwicklung wurde durch die annähernd einheitlichen Rissabstände zueinander begünstigt.

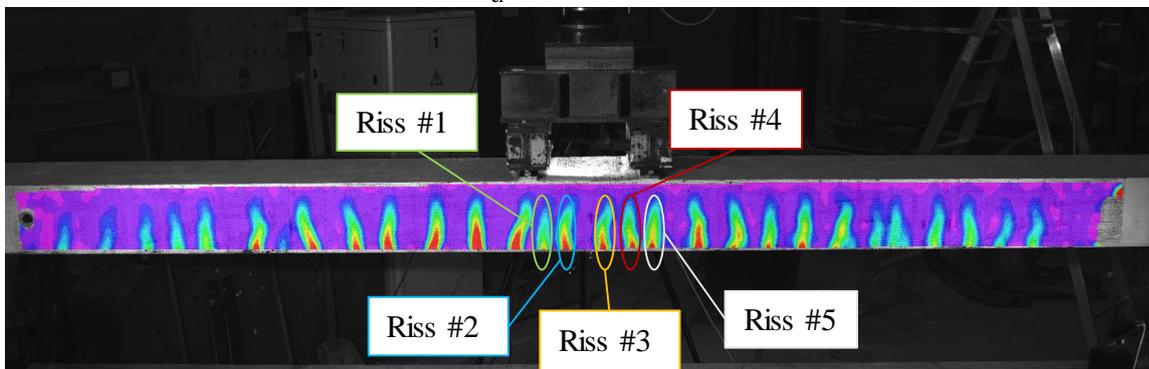
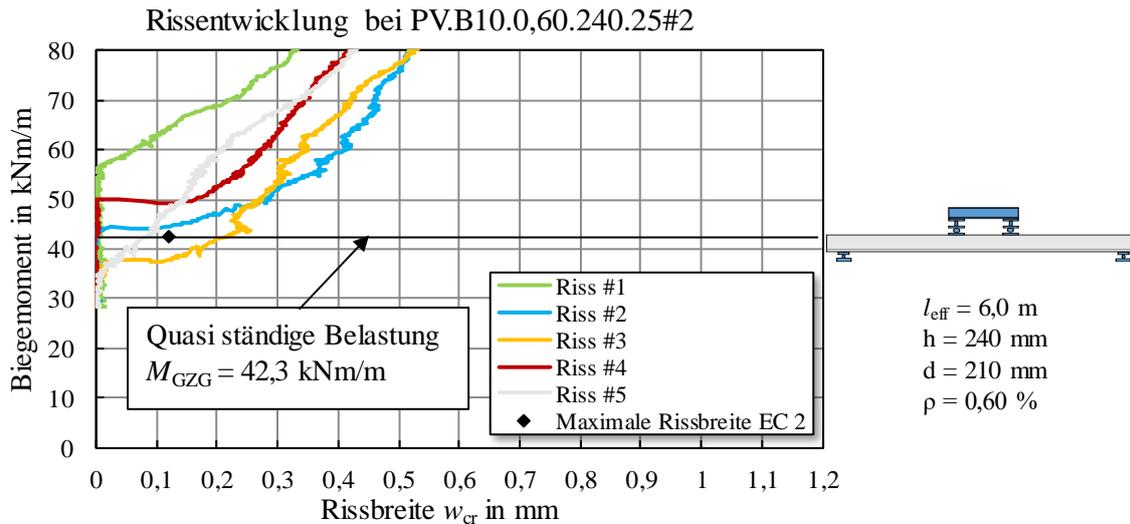
Im Gegensatz zum vorherigen Bauteilversuch wird die maximale rechnerische Rissbreite nach Eurocode 2 im Vergleich mit den experimentell aufgetreten Rissbreiten unterschätzt. Der Grund hierfür ist, dass der Bewehrungsgrad linear bei dem Modell nach Eurocode 2 zur Ermittlung der Rissabstände angesetzt wird. Dadurch resultiert ein geringerer Rissabstand bei höheren Bewehrungsgraden, weshalb mit dem Produkt der Differenz der Dehnungen eine geringere rechnerische Rissbreite entsteht. Es liegt somit eine unsichere Bemessung zur Begrenzung der Rissbreiten bei dem Ansatz gemäß DIN EN 1992-1-1/NA (2011) für BFK-bewehrte Betonbauteile vor.



**Abbildung 6.16:** Rissbreitenentwicklung bei Versuchskörper PV.B10.0,45.240.25#2 bei steigender Belastung während des Bauteilversuchs

In Abbildung 6.17 ist die Rissbreitenentwicklung des Versuchskörpers PV.B10.0,60.240.25#2 mit dem Bewehrungsgrad von  $\rho = 0,6 \%$  dargestellt. Riss #1 öffnete sich erst bei Erreichen des einwirkenden Momentes von ca.  $2 \cdot M_{cr}$ . Die Entwicklung dieses Risses erfolgt daher verglichen mit den anderen Rissen zeitversetzt. Mit steigender Belastung nähern sich die Rissbreiten einander an. Es wird dabei deutlich, dass die Rissanzahl mit zunehmendem Bewehrungsgrad zunimmt.

Bei diesem Bauteil, stimmen die rechnerische Rissbreite und die im Versuch beobachteten Rissbreiten nicht überein. Dabei wird die maximale rechnerische Rissbreite nach Eurocode 2 für Riss #3 unterschätzt. Vergleicht man die experimentell aufgetreten Rissbreiten der Versuchskörper mit unterschiedlichen Bewehrungsgraden, so wird deutlich, dass die rechnerische Rissbreite mit steigendem Bewehrungsgrad deutlich stärker abnimmt als die experimentell ermittelten Rissbreiten aus den Bauteilversuchen. Aus diesem Zusammenhang könnte bei noch größeren Bewehrungsgraden ebenfalls eine Unterschätzung der Rissbreiten eintreten, was eine Bemessung mit diesem Modell unsicher gestaltet. Diese Vermutung ist in weiteren Bauteilversuchen mit hohen Bewehrungsgraden zu untersuchen.



**Abbildung 6.17: Rissbreitenentwicklung bei Versuchskörper PV.B10.0,60.240.25#2 bei steigender Belastung während des Bauteilversuchs**

Aus den zuvor aufgeführten Beobachtungen wird deutlich, dass sich aufgrund von den Ergebnissen der experimentellen Untersuchung der Rissentwicklung, die Notwendigkeit eines angepassten Rissmodells mit den realitätsnahen Materialeigenschaften und des Verbundverhaltens der hier verwendeten BFK-Bewehrung ergibt. Aus diesem Grund wird hier auf das Kapitel 7.4 verwiesen, in welchem dieses für straff umwickelte und besandete FVK-Bewehrung vorgestellt wird.

Abschließend ist hinzuzufügen, dass auch bei den Bauteilen mit einer geringen Betondeckung von nur 15 mm kein Absprengen der Bewehrung, sowie keine Längs- bzw. Spaltrissbildung beobachtet werden konnte. Somit ist es durchaus möglich, sehr geringe Betondeckungen bei der Verwendung der BFK-Bewehrung vorzusehen, da auch keine Bewehrungskorrosion (Rosten) zu erwarten ist.

### 6.3 Auswertung der Bauteilverformungen unter Dauerbeanspruchung

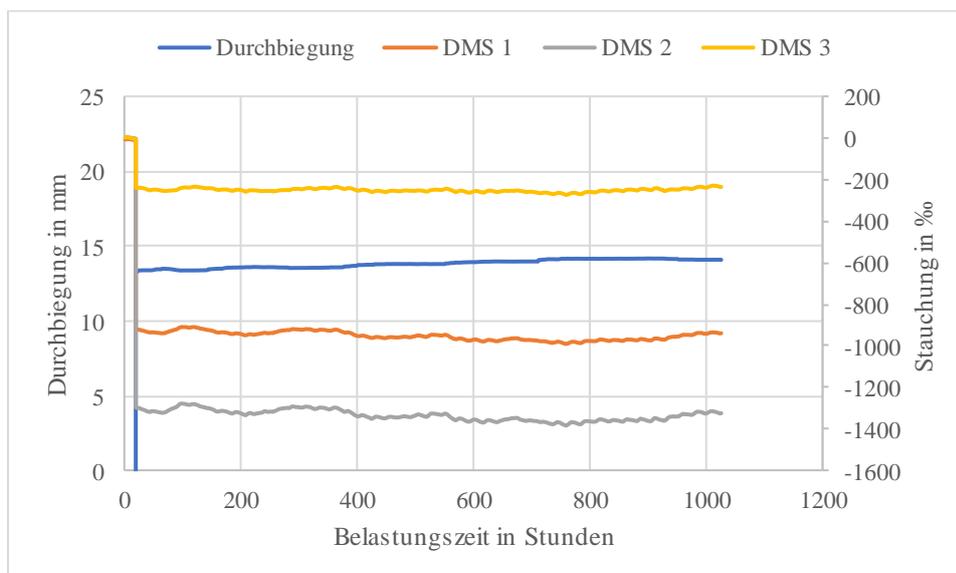
Alle Plattenstreifen wurden ca. 1.000 Stunden unter Dauerbeanspruchung belastet. Dabei wurde die Stauchung in der Betondruckzone sowie die Bauteilverformung über den gesamten Zeitraum dokumentiert (vgl. Kapitel 4.2.3). In der nachfolgenden Tabelle 6-3 sind die Versuchsergebnisse zusammenfassend dargestellt. Es ist die Verformung unmittelbar nach aufbringen der Belastung  $w(t=0)$  sowie nach einer Dauer von 1.000 Stunden  $w(t=1.000)$  aufgeführt. Des Weiteren wird auch der Zuwachs der Verformung infolge der Dauerbeanspruchung  $\Delta w$  angegeben.

**Tabelle 6-3: Übersicht zu den Versuchsergebnisse unter Dauerbeanspruchung**

Versuchsbezeichnung	$w_{\text{exp}}(t=0 \text{ h})$	$w_{\text{calc}}(t=0 \text{ h})$	$w(t=1.000 \text{ h})$	$\Delta w_{\text{exp}}$
-	in mm	in mm	in mm	in %
BL.4,0.B0,29.130.15	13,35	12,87	14,15	5,99
BL.4,0.B0,29.130.25	16,93	15,33	19,25	13,70
BL.4,0.B0,29.130.35	19,26	16,89	20,58	6,85
BL.4,0.S0,29.130.25	5,24	6,14	6,19	18,13

Die ausgewerteten Messdaten sind in Abbildung 6.19 bis Abbildung 6.21 als Diagramm dargestellt. Daraus ist zu erkennen, dass die Stauchung in der Betondruckzone (DMS 1-3) stark zwischen den Versuchskörpern streut. Dies ist darauf zurückzuführen, dass sich ein Riss nicht direkt unterhalb des jeweiligen DMS gebildet hat. Somit ist dort die Druckzonenhöhe größer als direkt über einem Riss. Dies hat zur Folge, dass die Stauchungen bei einer größeren Betondruckzone geringer ausfallen. Es kann jedoch die qualitative Entwicklung der Stauchungszunahme bewertet werden.

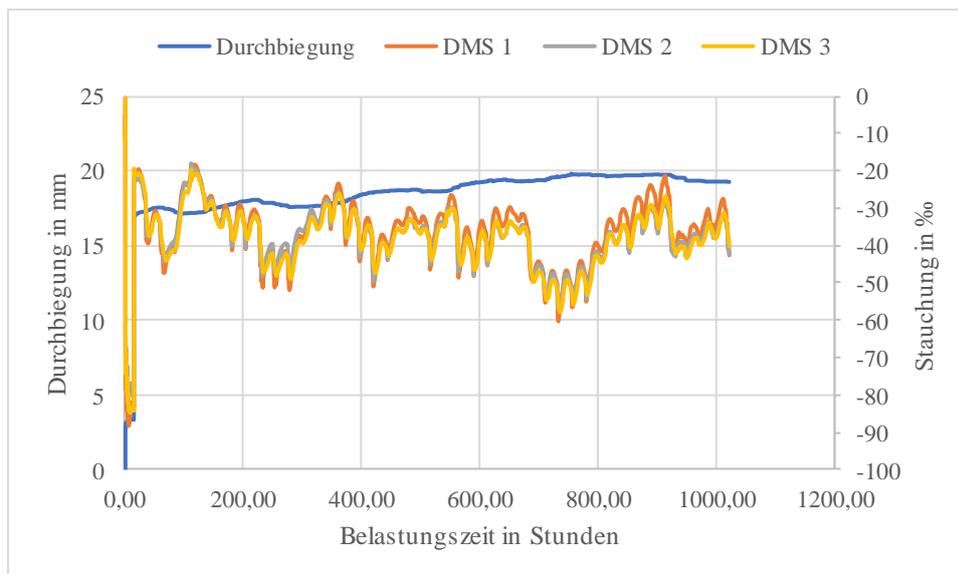
In Abbildung 6.18 ist das Versuchsergebnis des Bauteils BL.4,0.B0,29.130.25 dargestellt.



**Abbildung 6.18: Stauchungen und Verformungen des Versuchskörpers BL.4,0.B0,29.130.15 unter Dauerbeanspruchung**

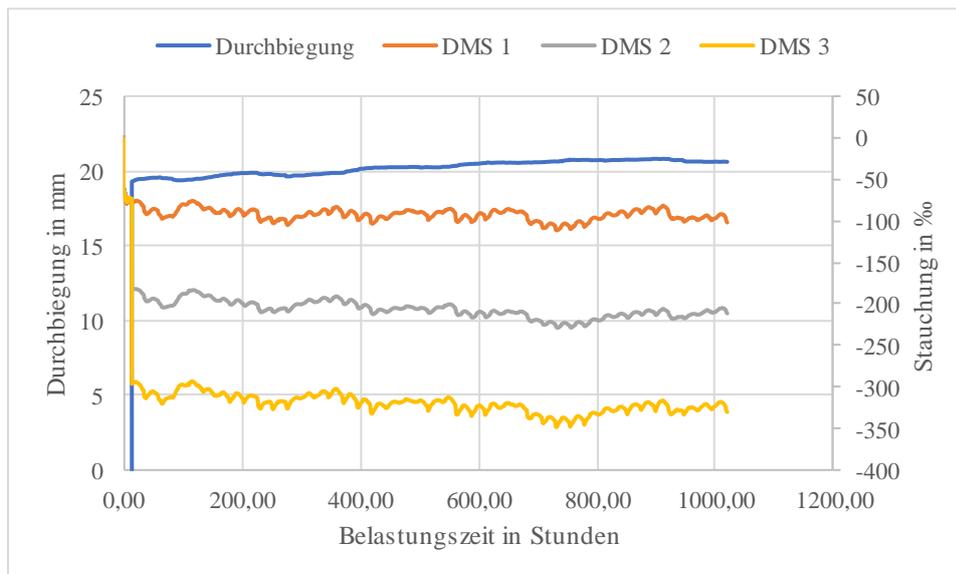
Die im Versuch eingetretene Verformung ( $w_{\text{exp}}$ ) unmittelbar nach dem Aufbringen der Versuchslast entspricht der sehr gut der rechnerisch zu erwartenden Verformung ( $w_{\text{calc}}$ ). Die Stauchung in der Druckzone ist hingegen über die gesamte Versuchsdauer nur sehr leichten Schwankungen unterlegen. Dies wird auf die wechselnden Umgebungstemperaturen zurückgeführt. Im Wesentlichen kann kein Zuwachs der Dehnungen in der Druckzone beobachtet werden. Der Grund dafür wird darin gesehen, dass die Betondruckfestigkeit unplanmäßig sehr hoch ausfiel und daher der Ausnutzungsgrad der Betondruckzone entsprechend gering ist. Dies führt zu nur unwesentlichen Kriecheffekten des Betons. Im Gegensatz zu den Dehnungen in der Druckzone nahm die Durchbiegung in Feldmitte über die Belastungsdauer zu. Die Zunahme der Verformung  $\Delta w_{\text{exp}}$  betrug ca. 6,0 %.

Ein ähnliches Verhalten wurde auch für den Versuchskörper BL.4,0.B0,29.130.25 (Abbildung 6.19) beobachtet werden. Bei diesem Versuchskörper ist die Betondeckung 10 mm größer, wodurch sich der innerer statische Hebelarm verringert und die Verformungen entsprechend größer sind als bei BL.4,0.B0,29.130.15. Die Zunahme der Verformung  $\Delta w_{\text{exp}}$  über die Zeit entwickelte sich bei diesem Versuchskörper etwas deutlicher und betrug ca. 13,7 %.



**Abbildung 6.19: Stauchungen und Verformungen des Versuchskörpers BL.4,0.B0,29.130.25 unter Dauerbeanspruchung**

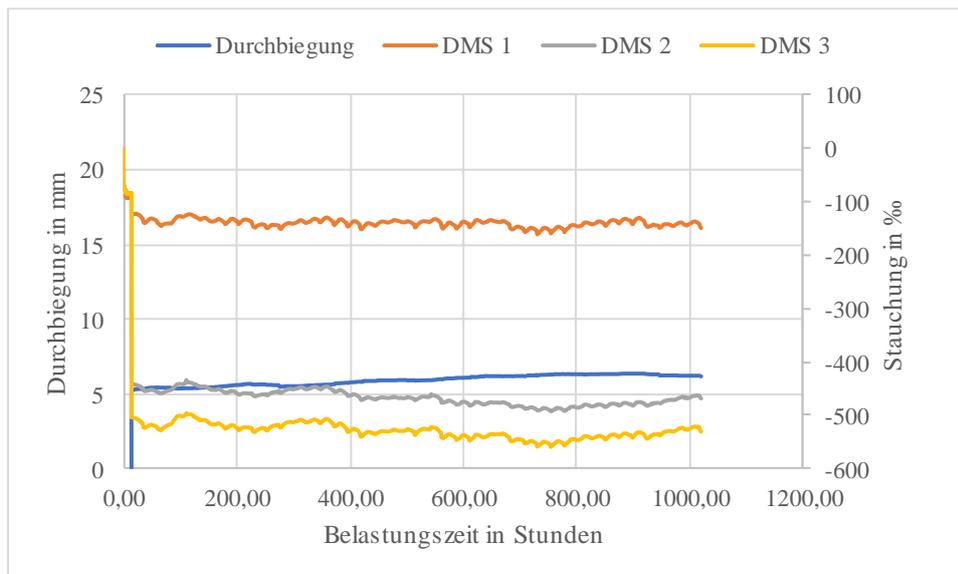
Wie bei den zwei zuvor beschriebenen Versuchen, konnten auch bei BL.4,0.B0,29.130.35 (Abbildung 6.20) die gleichen Beobachtungen festgestellt werden. Bei diesem Versuchskörper ist die Betondeckung um weitere 10 mm größer gewählt, als bei BL.4,0.B0,29.130.15. Daher liegt entsprechend den Erwartungen infolge des geringsten inneren statischen Hebelarms, die größte Durchbiegung vor. Die Zunahme der Verformung  $\Delta w_{\text{exp}}$  über die Zeit entwickelte sich bei diesem Versuchskörper auf einem ähnlichen Niveau von BL.4,0.B0,29.130.15 und betrug ca. 6,9 %.



**Abbildung 6.20: Stauchungen und Verformungen des Versuchskörpers BL.4,0.B0,29.130.35 unter Dauerbeanspruchung**

Aus den oben aufgeführten Beobachtung kann geschlossen werden, dass die Verformungszunahme durch Kriecheffekte in der Bewehrung selbst und dem sog. Verbundkriechen verursacht wird. Die Matrix der BFK-Bewehrung besteht aus einem Epoxidharzgemisch. Kunststoffe unterliegen in der Regel starken Kriecheffekten Ehrenstein (2006). Zur Auswertung und Quantifizierung der Kriecheffekte in der Bewehrung selbst, müssten weiterführende Versuche unter Dauerbeanspruchung an der Bewehrung bei unterschiedlichen Belastungsniveaus durchgeführt werden. Diese Art der Versuche sind im Rahmen dieses Forschungsprojekts nicht vorgesehen. Neben den Kriecheffekten in der Bewehrung überlagert sich zudem noch das Verbundkriechen. Da das Verbundkriechen maßgeblich durch die Eigenschaften des Betons beeinflusst wird, ist dies sowohl bei Betonstahl als auch bei der Verwendung anderer Bewehrungsarten (z. B. BFK) zu erwarten. Im Rahmen von experimentellen Untersuchungen konnten Vilanova et al. (2015) den Effekt des Verbundkriechens an GFK-Bewehrungsstäben bestätigen. Dabei wurde unter Anderem festgestellt, dass das Verbundkriechen bei FVK-Bewehrung auf die Umverteilung der Spannungen entlang der Verbundlänge zurückzuführen ist. Um das Verbundkriechen für die hier untersuchte Bewehrung zu quantifizieren, müssen ebenfalls weitere Versuchsreihen mit geeigneten Versuchsaufbauten entwickelt und durchgeführt werden. Diese Untersuchung ist auch nicht Bestandteil dieses Forschungsprojekts. Daher wird an dieser Stelle empfohlen, dass die Bewehrung sowie das Verbundverhalten in Beton in geeigneten Versuchen hinsichtlich der Dauerbeanspruchung untersucht werden sollte.

Bei dem Referenzbauteil mit Stahlbewehrung BL.4,0.S0,29.130.25 entstand die größte Verformungszunahme  $\Delta w_{\text{exp}}$  von ca. 18,1 %. Daher kann angenommen werden, dass das Verbundkriechen bei Betonstahlbewehrung stärker ausgeprägt ist. Diese These gilt es jedoch an einem geeigneten Versuchsprogramm mit größerem Probenumfang zu bestätigen.



**Abbildung 6.21: Stauchungen und Verformungen des Versuchskörpers BL.4.0.S0,29.130.25 unter Dauerbeanspruchung**

Zur Begrenzung der Verformungen im Grenzzustand der Verformungen werden die Effekte aus Kriechen, Schwinden und Verbundkriechen durch die Abminderung des Faktors  $\beta$  für Dauerbeanspruchungen im Bemessungsmodell nach DIN EN 1992-1-1/NA (2011) berücksichtigt (vgl. Kapitel 2.3.2.2). Da in Rahmen dieser Versuche die Verformungszunahme geringer bei den Bauteilen mit BFK-Bewehrung ausfiel als für das Referenzbauteil mit Stahlbewehrung kann zunächst auf der sicheren Seite liegend das Modell aus dem Stahlbetonbau übernommen werden.

Abschließend wird jedoch deutlich darauf hingewiesen, dass das Bauteilverhalten mit BFK-Bewehrung unter Dauerbeanspruchung einer intensiven Untersuchung erfordert. Die hier vorgestellten Versuche sind nicht allgemeingültig für das Bauteilverhalten unter Dauerlast zu verstehen. Es wird empfohlen, das Verformungsverhalten unter Dauerlast mit verschiedenen Bewehrungsgraden, Betonfestigkeiten sowie Bauteildimensionen zu untersuchen, um die Effekte wie z. B. das Verbundkriechen genauestens zu erfassen.

## 7 Ableitung von Berechnungsmodellen zur Bemessung basaltbewehrter Deckenplatten (AP 6)

### 7.1 Ausgangssituation für die Entwicklung von Berechnungsmodellen

Zur Anwendung der neuartigen BFK-Bewehrung in Deckenbauteilen sind die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit (vgl. Kapitel 2.2 und 2.3) zu führen. In den vorangegangenen Kapiteln wurde im Rahmen experimenteller Untersuchungen das Trag- Riss- und Verformungsverhalten an großformatigen Bauteilen untersucht.

Die Ergebnisse zeigten, dass insbesondere der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit mit dem bestehenden Modell aus DIN EN 1992-1-1 nicht zu führen ist, da dieses speziell für den Stahlbeton und dessen Materialeigenschaften kalibriert wurde. Auch das Modell der US-amerikanischen Norm ACI 440.1R-15 (2015), welches speziell für FVK-bewehrte Betonbauteile entwickelt wurde, liefert keine zufriedenstellende rechnerischen Ergebnisse im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen der Querkrafttragfähigkeit (vgl. Kapitel 6.1). Aus diesem Grund wird in diesem Kapitel in Abschnitt 7.3 ein angepasstes Bemessungsmodell der Querkrafttragfähigkeit für BFK-bewehrte Betonbauteile vorgestellt.

Die Biegetragfähigkeit kann unter Ansatz der Materialeigenschaften der BFK-Bewehrung mit Hilfe der Iteration der Dehnungsebene ermittelt werden. Die maximalen Biegetragfähigkeiten der BFK-bewehrten Bauteile aus den experimentellen Untersuchungen (vgl. Kapitel 6.2.1) konnten mit diesem Ansatz wirklichkeitsnah berechnet werden. Da dieses Verfahren über die Iteration der Dehnungsebene sehr aufwändig ist und daher zur praktischen Anwendung ungeeignet ist, wird eine praxisnahe Bemessungshilfe analog zum Stahlbetonbau entwickelt. Diese berücksichtigt die mechanischen Eigenschaften der BFK-Bewehrung, wodurch eine einfache und effiziente Biegebemessung möglich ist.

Die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit zur Begrenzung der Rissbreite und der Verformungen sind auch für BFK-bewehrte Bauteile zu führen. Aus den Ergebnissen der experimentellen Untersuchungen konnten große Abweichungen zwischen der rechnerischen und der im Versuch aufgetretenen Rissbreite festgestellt werden (vgl. Kapitel 6.2.3). Die Ursache liegt in dem für die straff umwickelte und besandete BFK-Bewehrung abweichenden Verbundverhalten im Vergleich zur Betonstahlbewehrung (vgl. Kapitel 5.2). Das Verbundverhalten beeinflusst maßgeblich die Rissbildung in bewehrten Betonbauteilen. Da insbesondere der Rissabstand, der bei den Bauteilversuchen auftrat, deutlich von den analytischen Ergebnissen des Modells nach DIN EN 1992-1-1 abweicht, kann der Nachweis der Rissbreite über das Produkt des Rissabstandes mit der Differenz der Dehnung nicht realitätsgetreu für straff umwickelte und besandete BFK-Bewehrung errechnet werden. Aus diesem Grund wird in Abschnitt 7.4 dieses Kapitels ein angepasster Ansatz zur Rissabstands- und Rissbreitenberechnung vorgestellt.

Die Berechnung der Verformungen von bewehrten Betonbauteilen ist ein komplexes Themenfeld. Es konnte bei der Auswertung der Versuche in Kapitel 6.2.2 gezeigt werden, dass mit dem

mechanisch begründeten Modell aus dem Stahlbetonbau unter Berücksichtigung der abweichenden mechanischen Eigenschaften der BFK-Bewehrung, die Bauteildurchbiegung unter Kurzzeitbelastung gut berechnen lässt. Da jedoch die Verformungsbegrenzung zum Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit über einen langen Nutzungszeitraum nachgewiesen werden muss, ist die Betrachtung der Verformungen unter Dauerbeanspruchung erforderlich. Die in Kapitel 6.3 durchgeführten Versuche unter Dauerbeanspruchung dienten lediglich als Tastversuche unter einer begrenzten Belastungsdauer von 1.000 Stunden. Aufgrund der unplanmäßig hohen Betondruckfestigkeit der Bauteile, konnten keine wesentlichen Langzeiteffekte unter der Dauerbeanspruchung der quasi-ständigen Einwirkungskombination festgestellt werden. Um eine qualifizierte Aussage über das Langzeitverformungsverhalten treffen zu können ist ein auf diese Problemstellung angepasstes Versuchsprogramm nötig, was nicht Bestandteil dieses Forschungsprojekts ist. Darüber hinaus wurde von El Ghadioui (2020) ein Verfahren zur Begrenzung der Verformungen für FVK-bewehrte Betonbauteile entwickelt. Dieses kann direkt auch auf Bauteile mit BFK-Bewehrung angewendet werden, sofern die spezifischen Parameter bezüglich der Dauerbeanspruchung bekannt sind.

## **7.2 Bemessungswert der Biegetragfähigkeit**

### **7.2.1 Bemessungswert der Zugfestigkeit der Bewehrung**

FVK-Bewehrung aus Glas- oder Basaltfasern weisen nur einen geringen E-Modul ( $50.000 \text{ N/mm}^2 \leq E_f \leq 60.000 \text{ N/mm}^2$ ) bei einer Bruchspannung  $\sigma_{fu} \approx 1.000 \text{ N/mm}^2$  auf. Die Bemessungsspannung des einzigen in Deutschland bauaufsichtlich zugelassenen GFK-Bewehrungsstabes der Firma Schöck Bauteile GmbH [Combar: Z-1.6-238 (2019)] beträgt  $\sigma_{fd} = 445 \text{ N/mm}^2$ . Für BFK-Bewehrung liegen zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch keine bauaufsichtlichen Zulassungen in Deutschland vor. In den USA wurden bereits BFK-Bewehrungsstäbe zahlreicher Hersteller zertifiziert und für den Markt freigegeben. Der Bewehrungsstab „RockRebar®“ der Firma RAW MATERIALS CORP. ist ebenfalls straff umwickelt und besandet. Die für diesen Bewehrungsstab verwendeten Basaltfasern stammen vom selben Lieferanten, welcher die Basaltfasern und die BFK-Bewehrung produziert, die in den beschriebenen Versuchen verwendet wurde. Aus dem Leistungszertifikat des Herstellers geht gemäß des US-amerikanischen Zulassungsverfahrens nach ASTM D7205/D7205M (2006) und ACI 440.1R-15 (2015) eine charakteristische Bewehrungsspannung von  $\sigma_{fk} \approx 760 \text{ N/mm}^2$  und eine Bemessungsspannung von  $\sigma_{fd} \approx 526 \text{ N/mm}^2$  hervor. Daher wird nachfolgend für Bemessungsspannung der Bewehrung dieser Wert herangezogen. Die daraus der Bemessung maßgebende Dehnung beträgt  $\varepsilon_f = 11,0 \text{ ‰}$  unter Ansatz des mittleren E-Moduls von  $E_f = 48.000 \text{ N/mm}^2$  (vgl. Kapitel 5.1).

### **7.2.2 Bemessungswert des Biegemomentes**

In Kapitel 6.2.1 konnte mit der Methode der Iteration der Dehnungsebene (vgl. Kapitel 2.2.3.2) die am Plattenstreifen erzielten experimentellen Traglasten sehr gut nachgerechnet werden.

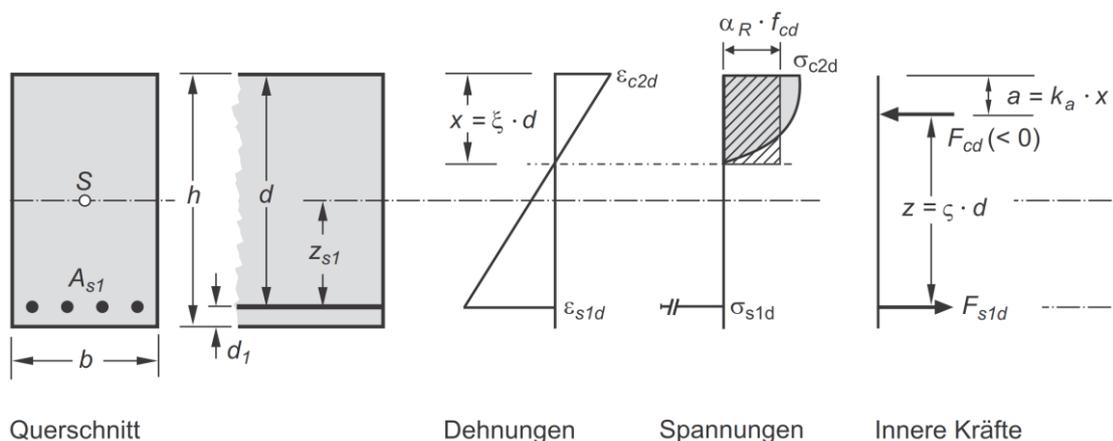
Diese Methode ist jedoch mit großem Aufwand verbunden und erfordert ggf. mehrere Iterationsschleifen. Zur praktischen Anwendung wird daher die Bemessung mit Hilfe von Bemessungsdiagrammen durchgeführt. Diese sind für Stahlbeton her- und abgeleitet und können daher nicht direkt für eine andere Bewehrung mit abweichenden mechanischen Eigenschaften übertragen werden.

Aus diesem Grund wird nachfolgend ein sog. allgemeines Bemessungsdiagramm für die untersuchte straff umwickelte und besandete BFK-Bewehrung vorgestellt. Die Grundlage der Erstellung ist die Kenntnis über das Dehnungsverhalten der beiden Werkstoffkomponenten. Die Bruchdehnung des Betons, welche der in der Stahlbetonbemessung verwendeten Dehnung entspricht, wird mit  $\varepsilon_{c2} = 3,5 \text{ ‰}$  angesetzt. Dieser Wert ist für alle Betone bis zur Festigkeitsklasse C 50/60 gültig. Die Grenzdehnung der hier verwendeten Bewehrung kann mit  $\varepsilon_f = 11,0 \text{ ‰}$  angesetzt werden.

Die beiden Bruchdehnungen sind die einzigen Eingangsparameter, welche zu Beginn der Erstellung der Bemessungstabelle erforderlich sind.

Im ersten Berechnungsschritt werden der Völligkeitsbeiwert  $\alpha_R$  (Gl. 2-13) und der Höhenbeiwert  $k_a$  (Gl. 2-12) ermittelt (vgl. Kapitel 2.2.3.2). Dabei wird die Betondehnung betragsmäßig negativ eingesetzt.

Diese beiden Werte erreichen im Bereich des vollständig ausgenutzten Betons (bei maximaler Betondehnung mit  $\varepsilon_{c2} = 3,5 \text{ ‰}$ ) ihre Maximalwerte und sind über den gesamten Bereich konstant.



**Abbildung 7.1: Rechteckquerschnitt unter Biegebeanspruchung aus Zilch & Zehetmaier (2010)**

Der zweite Schritt beinhaltet die Ermittlung der bezogenen Druckzonenhöhe  $\zeta = x/d$  (vgl. Abbildung 7.1), durch das entsprechende Verhältnis der beiden, betragsmäßig positiv eingesetzten, Dehnungswerte.

$$\zeta = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} - \varepsilon_f} \quad \text{Gl. 7-1}$$

Mit Hilfe des ermittelten Höhenbeiwertes  $k_a$  und der bezogenen Druckzonenhöhe  $\zeta$  wird nun der bezogene Hebelarm der inneren Kräfte  $\zeta$  entsprechend folgender Formel ermittelt:

$$\zeta = 1 - (\xi \cdot k_a) \quad \text{Gl. 7-2}$$

Dieser bezogene Hebelarm kann auch wie folgt ausgedrückt werden:

$$\zeta = \frac{z}{d} \quad \text{Gl. 7-3}$$

Dies ermöglicht zudem, wie in der obigen Formel angedeutet, einen Rückschluss auf den Hebelarm der inneren Kräfte  $d$ .

Anschließend ist es nun mit Hilfe der beiden Bezugsgrößen  $\zeta$  und  $\zeta$  sowie dem Völligkeitsbeiwert  $\alpha_R$  möglich, den Wert des bezogenen Momentes  $\mu_{\text{Edf}}$  zu ermitteln.

Dies geschieht mit Hilfe folgender Multiplikation:

$$\mu_{\text{Edf}} = \alpha_R \cdot \zeta \cdot \xi \quad \text{Gl. 7-4}$$

Zum Abschluss wird der mechanische Bewehrungsgrad  $\omega_1$  ermittelt, welcher in der Formel zur Ermittlung der Bewehrungsmenge von zentraler Bedeutung ist.

Dazu wird entweder das bezogene Moment  $\mu_{\text{Edf}}$  durch den bezogenen Hebelarm der inneren Kräfte  $\zeta$  dividiert, oder aber der Völligkeitsbeiwert  $\alpha_R$  mit der bezogenen Druckzonenhöhe  $\xi$  multipliziert.

$$\omega_1 = \frac{\mu_{\text{Edf}}}{\zeta} = \alpha_R \cdot \xi \quad \text{Gl. 7-5}$$

Um eine Bemessung mit dieser Bemessungstabelle anschließend effizient durchführen zu können, muss sie entsprechend strukturiert werden.

Bei einem klassischen Bemessungsfall sind die Eingangsgrößen das bezogene Moment  $\mu_{\text{Edf}}$  und der gesuchte Wert der Beiwert  $\omega_1$ . Um diesem Fall bestmöglich gerecht zu werden, wird die Strukturierung, analog zu den Stahlbeton-Bemessungstabellen, durch gleichmäßige Abschnitte des bezogenen Momentes  $\mu_{\text{Edf}}$  realisiert. Die Schrittweite zwischen zwei Werten beträgt dabei  $\Delta \mu_{\text{Edf}} = 0,01$ . Auf diese Weise entsteht eine übersichtliche Bemessungstabelle. Des Weiteren bietet diese Art der Staffelung eine gute Grundlage für die lineare Interpolation des Faktors  $\omega_1$ .

Damit die Tabelle mit der o. g. Vorgehensweise erstellt werden kann, muss zunächst der Grenzwert für das bezogene Moment  $\mu_{\text{Edf}}$  zwischen der vollständigen Ausnutzung der Bewehrung und der vollständigen Ausnutzung des Betons ermittelt werden. Der Grenzwert von  $\mu_{\text{Edf}}$  wird dabei durch das Einsetzen der beiden Grenzdehnungen berechnet ( $\varepsilon_{c2} = 3,5 \text{ ‰}$  und  $\varepsilon_f = 11,0 \text{ ‰}$ ). Werden die Dehnungsgrenzwerte eingesetzt, so ergibt sich in diesem Fall ein Grenzwert des bezogenen Momentes von  $\mu_{\text{Edf}} = 0,1758$ . Ausgehend von diesem Grenzwert und einer Schrittweite von  $\Delta \mu_{\text{Edf}} = 0,01$  lassen sich die Bereiche festlegen, in denen entweder die Bewehrung oder der Beton vollständig ausgenutzt ist. Für alle  $0,01 \leq \mu_{\text{Edf}} \leq 0,1758$  wird angenommen, dass die Bewehrung ihre Grenzdehnung erreicht und damit vollständig ausgenutzt ist. Für alle darüber liegenden Werte  $\mu_{\text{Edf}} > 0,1758$  erreicht der Beton seine Grenzdehnung.

Zur weiteren Berechnung der benötigten Werte wird eine iterative Zielwertsuche durchgeführt, bei der die Werte für  $\mu_{Edf}$  vorgegeben werden, sodass sich die gesuchte Schrittweite von  $\mu_{Edf}$  ergibt. Während dieser Iterationsschleifen ist der variable Parameter jeweils die Dehnung des Betons oder der Bewehrung. Mit diesem Vorgehen wird in jeder Zeile ein Iterationsprozess durchgeführt, sodass sich eine Bemessungstabelle für die hier untersuchte BFK-Bewehrung ergibt und in ihrem Aufbau der klassischen Stahlbeton-Bemessungstabelle entspricht.

Die mit diesem Verfahren entwickelte Bemessungstabelle ist in Tabelle 7-1 dargestellt und kann direkt zur Bemessung von straff umwickelter und besandeter BFK-Bewehrung verwendet werden.

**Tabelle 7-1: Bemessungshilfe für die Biegetragfähigkeit**

$\mu_{Edf}$	$\omega_1$	$\zeta=z/d$	$\xi=x/d$	$\varepsilon_f$ [‰]	$\varepsilon_{c2}$ [‰]	$k_a$	$\alpha_R$
0,01	0,0102	0,977	0,067	11,00	0,79	0,346	0,343
0,02	0,0205	0,973	0,077	11,00	0,92	0,348	0,388
0,03	0,0309	0,970	0,087	11,00	1,04	0,351	0,431
0,04	0,0414	0,966	0,096	11,00	1,17	0,354	0,472
0,05	0,0516	0,960	0,106	11,00	1,30	0,378	0,488
0,06	0,0625	0,957	0,116	11,00	1,44	0,368	0,539
0,07	0,0732	0,954	0,126	11,00	1,59	0,366	0,580
0,08	0,0841	0,950	0,136	11,00	1,74	0,368	0,616
0,09	0,0950	0,945	0,147	11,00	1,89	0,372	0,648
0,10	0,1061	0,941	0,157	11,00	2,05	0,377	0,675
0,11	0,1174	0,936	0,168	11,00	2,22	0,382	0,699
0,12	0,1287	0,931	0,179	11,00	2,39	0,388	0,721
0,13	0,1403	0,926	0,189	11,00	2,57	0,393	0,741
0,14	0,1520	0,920	0,200	11,00	2,76	0,398	0,758
0,15	0,1638	0,915	0,212	11,00	2,95	0,404	0,774
0,16	0,1758	0,909	0,223	11,00	3,16	0,409	0,789
0,17	0,1880	0,903	0,234	11,00	3,37	0,413	0,802
0,18	0,2008	0,897	0,248	10,61	3,50	0,416	0,810
0,19	0,2135	0,890	0,264	9,77	3,50	0,416	0,810
0,20	0,2264	0,884	0,280	9,01	3,50	0,416	0,810
0,21	0,2396	0,877	0,296	8,33	3,50	0,416	0,810
0,22	0,2530	0,870	0,312	7,70	3,50	0,416	0,810
0,23	0,2666	0,863	0,329	7,13	3,50	0,416	0,810
0,24	0,2805	0,856	0,347	6,60	3,50	0,416	0,810
0,25	0,2947	0,849	0,364	6,11	3,50	0,416	0,810

Die erforderliche Bewehrung kann mit der nachfolgenden Formel berechnet werden.

$$A_{f,erf} = \frac{1}{\sigma_{fd}} \cdot (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd})$$

Gl. 7-6

## 7.3 Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

### 7.3.1 Einführung

Mit dem bestehenden Bemessungsmodell aus der amerikanischen Bemessungsnorm ACI 440.1R-15 (2015) für FVK-bewehrte Betonbauteile kann die tatsächliche Querkrafttragfähigkeit nicht realitätsnah bestimmt werden. Um dennoch die im Versuch erzielten Tragfähigkeiten bewerten zu können, werden mit Hilfe einer numerischen Simulation die Bauteilversuche aus Kapitel 6.1 nachgerechnet.

Weiterhin wurde eine Literaturrecherche bezüglich bestehender Berechnungsmodelle zur Vorhersage der Querkrafttragfähigkeit durchgeführt. Aus dieser Recherche ging hervor, dass nach derzeitigem Kenntnisstand in der nächsten Eurocode 2 Generation auch sog. nichtmetallische Bewehrungen bzw. FVK-Bewehrung berücksichtigt werden. Die Bemessungsgleichung nach der aktuellen Bemessungsnorm DIN EN 1992-1-1/NA (2011) ist anhand zahlreicher Versuchsdaten an Stahlbetonbauteilen kalibriert worden und ist daher nicht für FVK-bewehrte Betonbauteile gültig.

In der zukünftigen Fassung, in prEN 1992-1-1 (2018), soll jedoch ein neues Modell zur Bestimmung der Querkrafttragfähigkeit eingeführt werden, welches auch die Berücksichtigung anderer Bewehrungsmaterialien erlaubt. Dieses Modell wird nachfolgend dargestellt. Anschließend wird die rechnerische Querkrafttragfähigkeit des neuen Modells mit den Versuchsergebnissen verglichen.

### 7.3.2 Untersuchung der Querkrafttragfähigkeit mit Hilfe eines FE-Modells

Das Materialverhalten der FVK-Bewehrung zeichnet sich durch seine linear-elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus. Die Materialparameter wie der Elastizitätsmodul, die Bruchdehnung, sowie die Zugfestigkeit können werden für die Modellierung aus den experimentellen Ergebnissen der Zugversuche an der Bewehrung (vgl. Kapitel 5.1) entnommen. Dabei werden die Mittelwerte herangezogen. Da hier der Untersuchungsschwerpunkt auf der Querkrafttragfähigkeit liegt und in den Versuchen mit BFK-Bewehrung kein Bewehrungsversagen auftrat, ist die maximale Zugfestigkeit der Bewehrung nur von untergeordneter Bedeutung.

Die Qualität der Modellierung und Analyse des Querkraftverhaltens hängt daher vor allem von Betonmodellen und der Modellierung des Verbundverhaltens ab. Unter einer Reihe von Betonmodellen, die in dem für diese Studie ausgewählten nichtlinearen FE-Programm ATENA unterstützt werden, zeigt das bruchplastische Konstitutivmodell *CC3DNonLinCementitious2* [Cervenka (2018)] eine hohe Genauigkeit in der Scheranalyse, die nicht nur die Tragfähigkeit, sondern auch das gerissene Betonverhalten im Detail widerspiegeln kann [Günther & Mehlhorn

(1988)]. Dieses konstitutive Modell wurde daher für die Simulation in dieser Studie ausgewählt. Die Betonfestigkeiten wurden entsprechend aus den Kleinkörperversuchen zu den zugehörigen Versuchskörpern entnommen (vgl. Kapitel 6.1).

Die Betonbalken wurden mit 4-Knoten-Elementen modelliert. Die Elementgröße wurde als 1/10-fache Tiefe des Balkens gewählt. In den Last- und Auflagerbereichen wurden Stahlplatten zur Lastabtragung eingesetzt. Bewehrungsstäbe wurden als Balkenelemente modelliert. Das Verbundverhalten zwischen Beton und Bewehrung wurde in Anlehnung nach dem Model Code 90 (1993) modelliert. Dabei wurde die Verbundspannung und die zugehörigen Schlupfwerte direkt aus den in Kapitel 5.2 experimentell ermittelten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen entnommen. Die Belastung erfolgte durch eine Zwangsverstellung auf der Lastplatte in der Mitte des Balkens. Etwa 100 Laststufen bis zum Erreichen maximalen Tragfähigkeit des Trägers wurden eingesetzt. Die Ergebnisse der maximalen Traglasten aus der numerischen Simulation  $V_{FE,calc}$  sind in der nachfolgenden Tabelle 7-2.

Im Allgemeinen werden die rechnerische Querkrafttragfähigkeit gegenüber den Versuchsergebnissen jedoch leicht überschätzt. Diese ist auf der natürlichen Streuung der Materialparameter zurückzuführen, die bei der Modellierung nicht berücksichtigt werden konnte. Beton ist ein Werkstoff, welcher in der Regel großen Streuungen in den Materialeigenschaften unterliegen kann. Des Weiteren wurden die Materialparameter an Kleinversuchskörpern ermittelt und nicht direkt am Bauteil. Somit liegt hier auch noch ein sog. Maßstabeffekt zugrunde, wodurch die Abweichungen der rechnerischen Querkrafttragfähigkeit im Vergleich zu den experimentell ermittelten Ergebnissen erklärt werden können.

**Tabelle 7-2: Vergleich zwischen den experimentellen und der numerischen Ergebnissen der Traglasten**

Versuchsbezeichnung	$V_{exp}$	$V_{FE, calc}$	$V_{exp} / V_{FE, calc}$
-	in kN	in kN	-
BR.B8.C25.0,37.5,0	12,2	12,18	1,0
BR.B8.C25.0,37.3,5	13,3	14,13	0,94
BR.B8.C25.0,37.2,0	28,3	31,17	0,91
BR.B6.C25.0,39.3,5	11,5	12,12	0,95
BR.B8.C25.0,73.3,5	15,4	17,24	0,89
BR.B8.C50.1,19.3,5	23,8	25,68	0,93

Die Versagensart konnte jedoch durch die Simulation gut mit dem Ergebnis des Versuchs abgebildet werden. Beispielhaft ist das Versagensbild des Versuchskörpers BR.B8.C25.0,37.5,0 aus der numerischen Simulation mit dem im Versuch eingetretenen in Abbildung 7.2 dargestellt. Das Rissbild aus dem Versuch (Abbildung 7.2, oben) versagte durch einen kritischen Schubriss, der die Betondruckzone durchdrang. Ein ähnliches Versagen wurde auch bei der numerischen Berechnung erzielt (vgl. Abbildung 7.2, unten). Somit ist abschließend festzustellen, dass die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit durch die numerische Simulation er-

folgen kann. Da dies jedoch für die Anwendung in der Ingenieurpraxis einen sehr großen Aufwand darstellt, wird im nachfolgenden Kapitel ein Bemessungsmodell vorgestellt, welches auch für die hier untersuchte Bewehrung anwendbar ist.

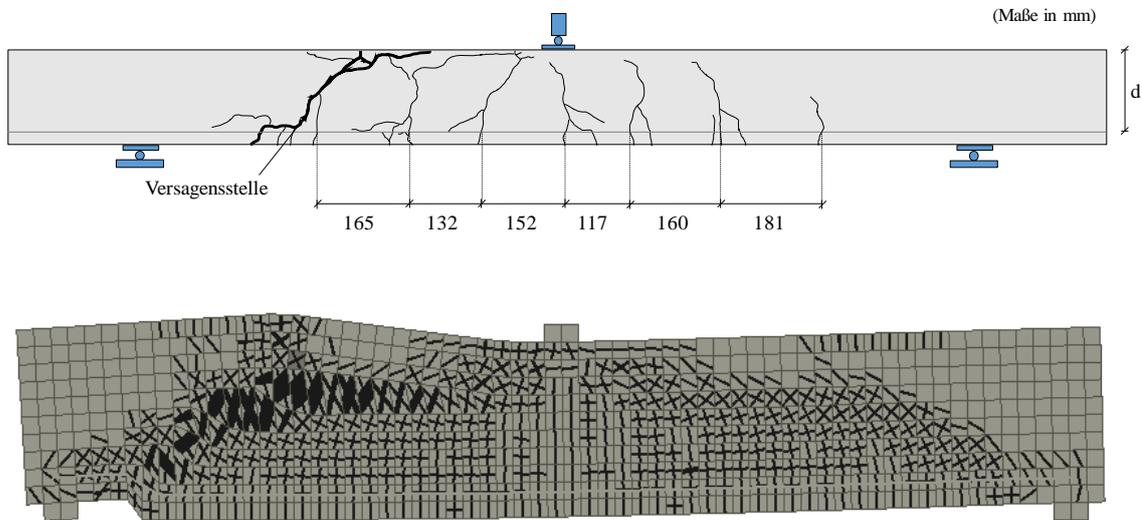


Abbildung 7.2: Vergleich des Bruchbildes bei Erreichen der maximalen Traglast des Versuchs BR.B8.C25.0,37.5,0 und der numerischen Simulation

### 7.3.3 Vorstellung eines alternativen Berechnungsmodells für den Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit

#### 7.3.3.1 Bemessungsmodell nach prEN prEN 1992-1-1 (2018)

Die Berechnung der Querkrafttragfähigkeit im Entwurf des neuen Eurocode 2 (2018) basiert auf der Critical Shear Crack Theory (CSCT) nach Muttoni und Fernández Ruiz Muttoni & Fernández Ruiz (2007). Demnach ergeben sich die Schubspannung aus der Einwirkung zu:

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} \quad \text{Gl. 7-7}$$

Der minimale Querkraftwiderstand für FVK-bewehrte Betonbauteile kann wie folgt berechnet werden:

$$\tau_{Rd, \min} = 0,021 \cdot \sqrt{\left( \frac{f_{ck}}{f_f} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \cdot E_f \right)} \quad \text{Gl. 7-8}$$

$$d_{dg} = 16 + D_{\text{lower}}$$

mit:

$d_{dg}$  für Normalbeton mit  $f_{ck} \leq 60$  MPa und  $D_{\text{lower}} \geq 16$  mm

$D_{\text{lower}}$  kleinster zulässiger Wert des Größtkorns der im Beton gemäß DIN EN 206 (2017)

Bei Berücksichtigung der Mindestquerkrafttragfähigkeit wird davon ausgegangen, dass bei derselben Last das Fließen der Bewehrung und die Querkrafttragfähigkeit erreicht werden. Ist jedoch mehr Bewehrung vorhanden als für die Biegebemessung erforderlich, kann die Mindesttragfähigkeit wie folgt erhöht werden:

$$\tau_{Rd,min} = 0,021 \cdot \sqrt{\left( \frac{f_{ck}}{f_f} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \cdot E_f \cdot \frac{\rho_{av}}{\rho_{req}} \right)} \quad \text{Gl. 7-9}$$

$\rho_{av}$  vorhandener Bewehrungsgrad

$\rho_{req}$  aus der Biegebemessung erforderlicher Bewehrungsgrad

Der Schubwiderstand eines bewehrten Betonbauteils kann mit der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$\tau_{Rd,c} = \frac{1}{\gamma_c} \left( 100 \cdot \rho_f \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_v} \cdot \frac{E_f}{E_s} \right) \quad \text{Gl. 7-10}$$

$$a_v = \max \left\{ \begin{array}{l} a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \\ 2,5 \cdot d \end{array} \right.$$

Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wird wie folgt geführt:

$$\tau_{Ed} \leq \tau_{Rd,c} \quad \text{Gl. 7-11}$$

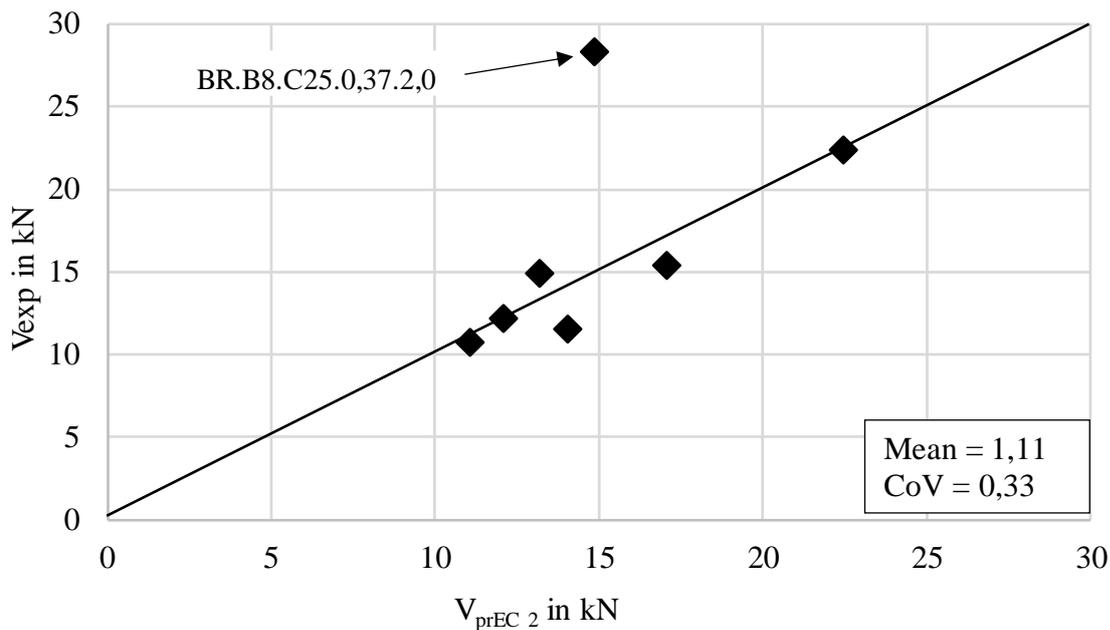
mit der Bedingung:

$$\tau_{Rd,c} \leq \tau_{Rd,min} \quad \text{Gl. 7-12}$$

Unter dieser Verwendung der oben vorgestellten Gleichungen kann der Querkraftwiderstand ohne Querkraftbewehrung für die experimentell untersuchten Versuchskörper berechnet werden. Die rechnerischen Ergebnisse ( $V_{preEC 2}$  nach Gl. 7-10) sowie die Tragfähigkeiten aus den Versuchen ( $V_{exp}$ ) ist in Tabelle 7-3 zusammengefasst.

**Tabelle 7-3: Traglasten der Untersuchung der Rissbildung am Balkenquerschnitt**

Versuchs- bezeichnung	$V_{exp}$	$V_{preEC 2}$	$V_{exp} / V_{preEC 2}$
-	in kN	in kN	-
BR.B8.C25.0,37.5,0	12,2	12,0	1,02
BR.B8.C25.0,37.3,5	13,3	13,2	1,00
BR.B8.C25.0,37.2,0	28,3	14,8	1,91
BR.B6.C25.0,39.3,5	11,5	14,0	0,82
BR.B8.C25.0,73.3,5	15,4	17,0	0,91
BR.B8.C50.1,19.3,5	23,8	22,4	1,06



**Abbildung 7.3: Grafische Darstellung der Traglasten aus den Versuchen im Vergleich mit den Ergebnissen des Modells**

Dabei ist zu erkennen, dass die experimentell ermittelten Tragfähigkeiten sehr gut mit der Bemessungsgleichung des neuen Eurocodes berechnet werden können.

Es sei allerdings erwähnt, dass die Anwendung der Bemessungsgleichung nicht für geringe Schubslankheiten von  $a/d = 2,0$  gilt, womit die Abweichungen des berechneten Ergebnisses für Versuchskörper BR.B8.C25.0,37.2,0 im Vergleich zum Experiment zu erklären sind. Um diesen Umstand auszugleichen, wird nachfolgend ein einfacher Kalibrierungsfaktor eingeführt um die Abweichungen auszugleichen.

### 7.3.3.2 Vorschlag zur Bemessung mit einem Kalibrierungsfaktor für kleine Schubslankheiten

Wie in Kapitel 7.3.3.1 beschrieben, stimmen die rechnerischen Ergebnisse der Querkrafttragfähigkeit für das dort vorgestellte Modell für geringe Schubslankheiten nicht überein. Aus diesem Grund kann schließlich folgender Vorschlag zur Ermittlung der Querkrafttragfähigkeit für diese Bewehrungsart abgeleitet werden:

$$\tau_{Rd,c,mod} = \frac{1}{\gamma_c} \left( 100 \cdot \rho_f \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{a_v} \cdot \frac{E_f}{E_s} \right) \cdot \lambda$$

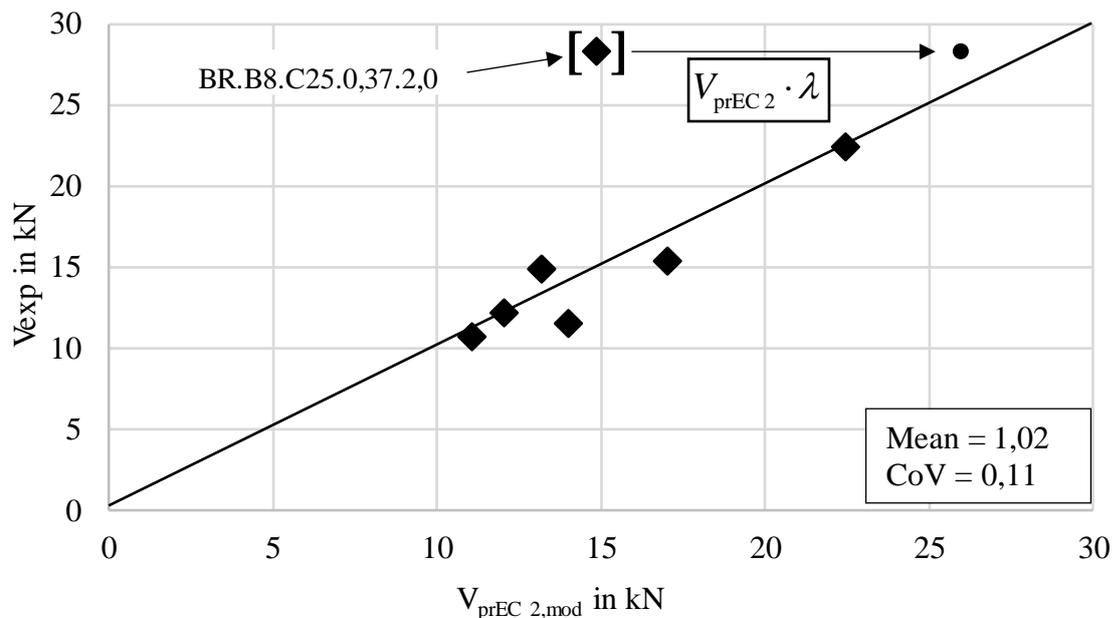
$$\lambda = \frac{3,5}{a/d} \quad \text{für} \quad 2,0 \leq a/d \leq 3,5$$

Gl. 7-13

Der Wert  $\lambda$  ist dabei ein empirischer Erhöhungsfaktor für kleine Schubslankheiten. Die Querkrafttragfähigkeit wird dadurch linear für Bauteile mit einer Schubslankheit von  $2,0 \leq a/d \leq 3,5$  erhöht. Da für Bauteile mit noch geringeren Schubslankheiten von  $a/d \leq 2,0$

keine Versuchsergebnisse vorliegen, gilt dies als untere Grenze. Dieser Umstand sollte in weiterführenden Versuchen noch näher untersucht werden.

Abschließend ist eine grafische Auswertung der Versuchsergebnisse und der modifizierten rechnerischen Querkrafttragfähigkeit nach Gl. 7-13 zur Verdeutlichung der guten Übereinstimmung der Ergebnisse in Abbildung 7.4 dargestellt. Es kann ein Mittelwert von 1,02 bei einem Variationskoeffizienten von ca. 11 % erzielt werden.



**Abbildung 7.4: Anpassung der Bemessungsgleichung der Querkrafttragfähigkeit für BFK-bewehrte Betonbauteile**

Durch die Einführung des Kalibrierungsfaktors  $\lambda$  kann die Querkrafttragfähigkeit für BFK-bewehrte Betonbauteile nun umfänglich für die durchgeführten Versuche realitätsnah bestimmt werden. Somit kann die Bemessungsgleichung der kommenden Normengeneration aus dem Stahlbetonbau übernommen werden. An dieser Stelle wird jedoch darauf hingewiesen, dass diese Aussage lediglich auf der Grundlage der durchgeführten Bauteilversuche basiert. Um die Bemessung allgemeingültig mit dem o.g. vorgestellten Bemessungsmodell für BFK-bewehrte Betonbauteile zuverlässig durchführen zu können, sind weitere Bauteilversuche nötig. Es sollten dabei die Variation der Geometrie, der Betonfestigkeiten und der Bewehrungsgrade berücksichtigt werden, um die Bemessungsgleichung hinsichtlich der Übereinstimmung mit den im Versuch erzielten Tragfähigkeit überprüfen zu können.

## 7.4 Begrenzung der Rissbreiten

### 7.4.1 Grundlagen der Modellbildung

Die Modellbildung für die Rissentwicklung in bewehrten Betonbauteilen erfolgt in der Regel an einem unendlich langen Zugstab und wird daher auch Zugstabanalogie genannt. Bei der Übertragung dieser Modellvorstellung auf Biegebauteile werden alle Modelle mit empirisch ermittelten Korrekturfaktoren erweitert. Weiterhin ist anzumerken, dass die rechnerische Rissbreite auf Höhe der Bewehrung im Betonbauteil erfolgt. Aus diesem Grund können die sichtbaren Rissbreiten (z. B. an der Außenkante eines realen Bauteils) den errechneten Wert der Rissbreite zum Teil deutlich übersteigen.

Die für den Rissabstand maßgebende Einleitungslänge  $l_t$  kann durch Bildung des Kräftegleichgewichts zwischen der wirkenden Verbundkraft und der Kraft zur Erzeugung eines Risses ermittelt werden. Nach König & Tue (1996) und unter Betrachtung von Abbildung 7.5 sind die Beton- und Bewehrungsdehnungen nach vollständiger Einleitung der Verbundkräfte wieder gleich groß.

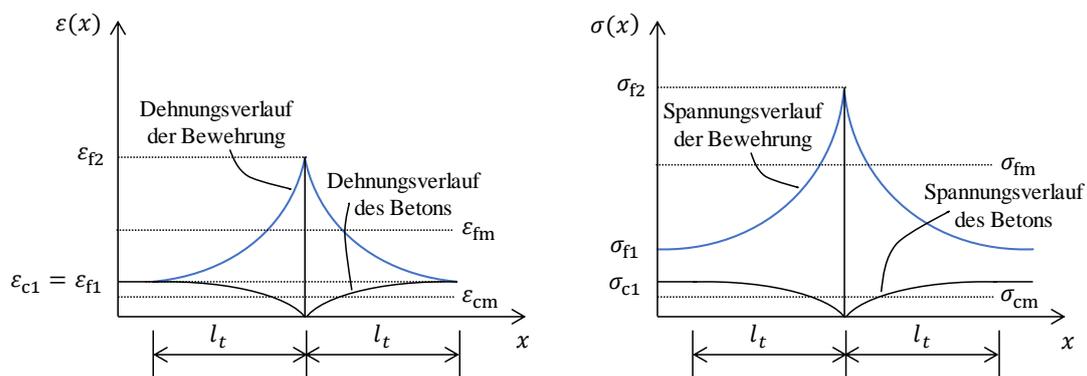


Abbildung 7.5: Dehnungs- und Spannungsverteilung am Riss eines Betonquerschnitts

Unter dieser Randbedingung kann für den Erstriss die Einleitungslänge  $l_t$  direkt mit Gl. 7-14 bestimmt werden.

$$l_t = 0,25 \cdot \frac{\sigma_f \cdot \varnothing_f}{\tau_{bm} \cdot (1 + \alpha_f \cdot \rho_{f,eff})} \quad \text{Gl. 7-14}$$

mit:

$\sigma_f$  Bewehrungsspannung im Riss

$f_{ct,eff}$  Effektive Betonzugfestigkeit

$\rho_{f,eff}$  Effektiver Bewehrungsgrad

$\alpha_f$  Verhältnis der Steifigkeiten von Beton und Bewehrung ( $E_c/E_f$ )

$\tau_{bm}$  Mittlere Verbundspannung zwischen der Bewehrung und des Betons

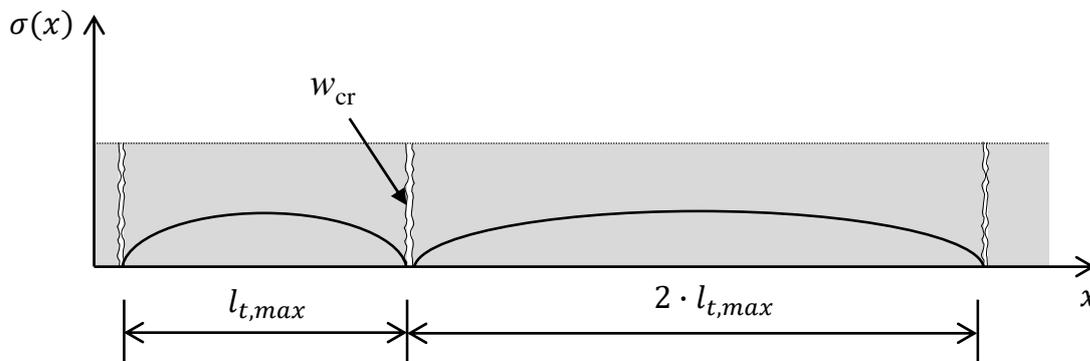
Bei fortschreitender Rissbildung können sich, wie zuvor beschrieben, die Verbundspannungen überlagern. Aus diesem Grund wird angenommen, dass stets die Betonzugfestigkeit erreicht wird, wodurch die Lasteinleitungslänge  $l_t$  für das abgeschlossene Rissbild nach Gl. 7-15 näherungsweise berechnet werden kann.

$$l_t = 0,25 \cdot \frac{f_{ct,eff} \cdot \varnothing_f}{\tau_{bm} \cdot \rho_{f,eff}} \quad \text{Gl. 7-15}$$

mit:

$f_{ct,eff}$  Effektive Betonzugfestigkeit

Unter der Vorstellung, dass die Eintragslänge  $l_{t,max}$  gerade so groß ist, dass die Betonzugfestigkeit nicht erreicht wird, folgt die Bedingung  $s_{cr,max} = 2 \cdot l_{t,max}$  und demzufolge für den Fall, dass die Zugfestigkeit überschritten wird, folgt  $s_{cr,min} = l_{t,max}$ . Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 7.6 vereinfacht dargestellt.



**Abbildung 7.6: Darstellung der minimalen und maximalen Rissabstände im Bauteil**

Die Berechnung der Rissabstände bzw. der Rissbreiten ist von der mittleren Verbundspannung abhängig, welche infolge der Bewehrungsspannungen in das Bauteil eingeleitet werden. In dem Bemessungsmodell nach DIN EN 1992-1-1 (2011) liegt für Betonstahl ein konstantes Verhältnis der mittleren Verbundspannung in Abhängigkeit der Betonzugfestigkeit von  $\tau_{bm} = 2,25 \cdot f_{ctm}$  zugrunde.

Aus den Auswertungen der Rissabstände geht hervor, dass bei der verwendeten BFK-Bewehrung und dessen Verbundeigenschaften ein anderer Wert der mittleren Verbundspannung als für Betonstahl vorliegt. Neben den abweichenden Verbundeigenschaften im Allgemeinen und in der Kombination mit deutlich anderen Materialeigenschaften, wie der geringe E-Modul, führt dies zu stark abweichenden rechnerischen Rissabständen und Rissbreiten im Vergleich zu den tatsächlichen Werten aus den experimentellen Untersuchungen. Aus diesem Grund kann der Rissabstand nicht mit dem vorhandenen Modell nach DIN EN 1992-1-1 (2011) ermittelt werden.

#### 7.4.2 Erkenntnisse aus den Versuchen

Der rechnerische mittlere Rissabstand nach Eurocode 2 (2011) (vgl. Kapitel 2.3.3.2) ist mit dem Ansatz des Mittelwertes der mittleren Verbundspannung von  $\tau_{bm} = 2,25 \cdot f_{ctm}$  sowie der Quotient

aus den Versuchsergebnissen der Bauteilversuche am Plattenstreifen (vgl. Kapitel 6.2) in Tabelle 7-4 dargestellt.

**Tabelle 7-4: Vergleich der rechnerischen Rissabstände und der experimentell aufgetretenen Rissabstände der Versuche am Plattenstreifen**

Versuchskörper	$s_{cr,m,calc}$ (EC 2)	$s_{cr,m,exp}$	$\frac{s_{cr,m,exp}}{s_{cr,m,calc}}$	$\tau_{bm,exp} / f_{ctm}$
-	in mm	in mm	-	-
BK.B10.0,30.240.25#1	172,2	139,2	0,81	2,25
BK.B10.0,32.240.25#2	172,2	152,3	0,88	1,91
BK.B10.0,45.240.25#1	113,7	110,5	0,97	1,73
BK.B10.0,45.240.25#2	113,7	117,0	1,03	1,63
BK.B10.0,64.240.25#1	86,1	114,8	1,33	1,26
BK.B10.0,64.240.25#2	86,1	118,7	1,38	1,22
BK.B10.0,30.240.15#1	130,5	132,5	1,02	1,66
BK.B10.0,30.240.15#2	130,5	137,2	1,05	1,60
BK.B10.0,34.240.35#1	224,4	165,6	0,74	2,29
BK.B10.0,34.240.35#2	224,4	157,4	0,70	2,40
BK.B8.0,32.130.25#1	220,2	117,6	0,53	3,15
BK.B8.0,32.130.25#2	220,2	122,7	0,56	3,02

Die Ergebnisse dieses Vergleichs verdeutlichen, dass bei der Betrachtung eines Biegebauteils und des normativen Ansatzes als Zugstabmodell teilweise sehr große Abweichungen im Vergleich zu den experimentellen Ergebnissen entstanden sind. Die Gründe können zum Einen in der Berechnung der effektiven Betonfläche  $A_{c,eff}$  liegen, welche am Zuglastabtrag direkt in der Form des effektiven Bewehrungsgrades in die beiden Berechnungsmodelle eingesetzt wird. Dieser Einfluss wird allerdings als sehr gering eingeschätzt, da in den Untersuchungen von Fischer (1993) gezeigt werden konnte, dass der Ansatz zur Berechnung von  $A_{c,eff}$  gegenüber variierenden Parametern, wie beispielsweise dem Bewehrungsgrad, dem Verbundverhalten oder der Betonfestigkeit, unempfindlich ist. Daher kann die Berechnung der effektiven Zugfläche des Betons zur Rissbreitenbegrenzung aus dem Stahlbeton auf FVK-bewehrte Betonbauteile übertragen werden.

Als deutlich relevanter wird zum Zweiten der Einfluss des Verbundverhaltens auf die Rissbildung bewertet. Wie in den vorangegangenen Kapiteln bereits thematisiert und gezeigt wurde, unterscheidet sich das Verbundverhalten einer straff umwickelten und besandeten FVK-Bewehrung gegenüber Betonstahl. In Kapitel 5.2 wurde das Verbundverhalten der straff umwickelten und besandeten BFK-Bewehrung intensiv untersucht. Dabei wurde ein abweichendes Verbundverhalten im Vergleich mit Betonstahl festgestellt. Aus dieser Erkenntnis können die teilweise großen Abweichungen bei der Berechnung der Rissabstände erklärt werden.

Daher wird neben den Ergebnissen der Rissabstände auch das Verhältnis des Wertes der mittleren Verbundspannung aus den Versuchen  $\tau_{bm,exp}$  und der Betonzugfestigkeit  $f_{ctm}$  in Tabelle

7-4 aufgeführt. Diese mittlere Verbundspannung der Bauteilversuche wurde mit Hilfe von Gl. 7-15 ermittelt, welche zu der folgenden Form umgestellt wurde:

$$\frac{\tau_{\text{bm}}}{f_{\text{ctm}}} = 0,25 \cdot \frac{\varnothing_f}{l_t \cdot \rho_{f,\text{eff}}} \quad \text{Gl. 7-16}$$

$$s_{\text{cr,m}} = 1,5 \cdot l_t$$

Aus den Versuchen ist der mittlere Rissabstand  $s_{\text{cr,m,exp}}$  bekannt und kann dementsprechend in Gl. 7-16 eingesetzt werden. Die mittlere Betonzugfestigkeit ist ebenfalls aus der Versuchsdokumentation bekannt, wodurch die einzige unbekannte Größe die mittlere Verbundspannung  $\tau_{\text{bm,exp}}$  ist. Diese kann schließlich mit Gl. 7-16 ermittelt werden.

Aus der Tabelle 7-4 geht somit hervor, dass die mittlere Verbundspannung in keinem konstanten Verhältnis zur Betonzugfestigkeit steht, was in dem Berechnungsmodell nach DIN EN 1992-1-1 zugrunde gelegt ist.

Aus diesem Zusammenhang ergibt sich die Notwendigkeit einer Anpassung des Berechnungsmodells zur Ermittlung der Rissabstände für die untersuchte straff umwickelte und besandete BFK-Bewehrung, um eine bessere Übereinstimmung zwischen dem realem Bauteil- und Rissverhalten und dem Ingenieur- bzw. Bemessungsmodell zu erzielen. Diese Anpassung wird im nachfolgenden Unterkapitel vorgestellt.

### 7.4.3 Anpassung des Rissmodells

Die aufgetretenen Abweichungen zwischen den rechnerischen und den experimentell aufgetretenen Rissabständen können auf die nicht korrekte Erfassung der wirkenden mittleren Verbundspannungen bei den BFK-bewehrten Bauteilen zurückgeführt werden. Aus den Ergebnissen in Tabelle 7-4 kann ein Zusammenhang zwischen dem im Bauteil vorliegenden effektiven Bewehrungsgrad und der auf die Betonzugfestigkeit bezogenen mittleren Verbundspannungen  $\tau_{\text{bm,exp}} / f_{\text{ctm}}$  geschlossen werden. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 7.7 dargestellt.

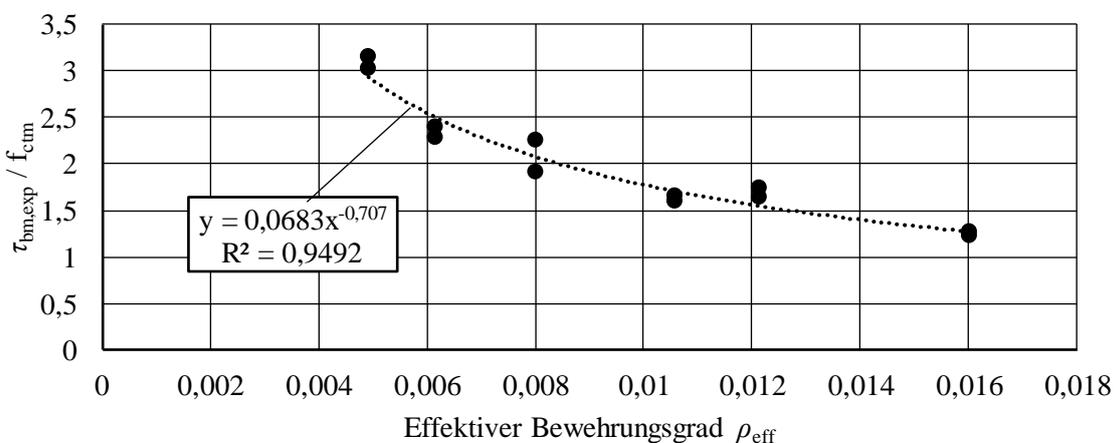


Abbildung 7.7: Einfluss des effektiven Bewehrungsgrades auf die bezogenen mittlere Verbundspannung

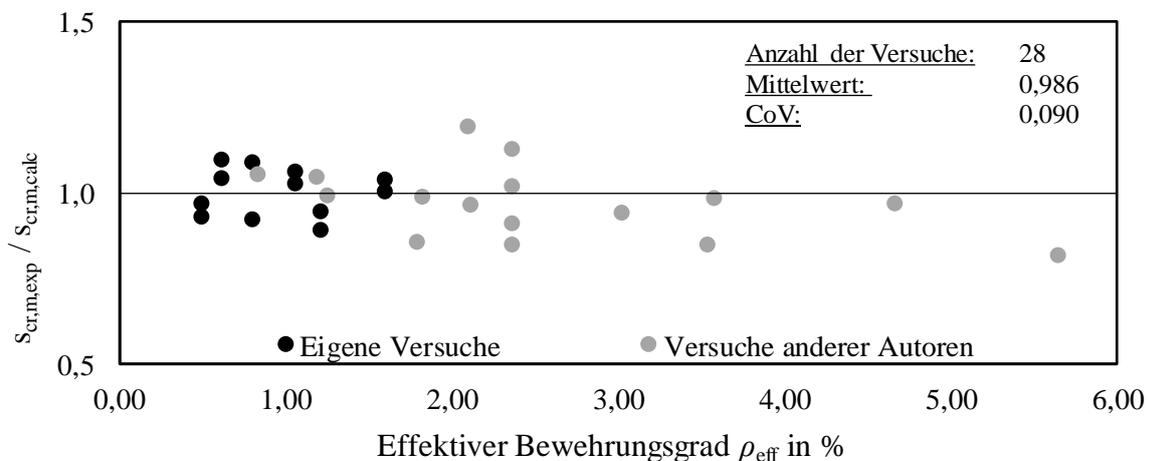
Abbildung 7.7 zeigt den Einfluss der experimentell ermittelten mittleren Verbundspannungen in Abhängigkeit vom effektiven Bewehrungsgrad  $\rho_{\text{eff}}$  für die durchgeführten Bauteilversuche am Plattenstreifen. Dabei ist zu erkennen, dass bei steigendem  $\rho_{\text{eff}}$  eine sinkende bezogene Verbundspannung eingetreten ist. Zu den Ergebnissen dieser Auswertung wurde eine Regressionsanalyse durchgeführt. Die Regressionsgleichung ist in Gl. 7-17 aufgeführt.

$$\frac{\tau_{\text{bm}}}{f_{\text{ctm}}} = 0,0683 \cdot \rho_{\text{eff}}^{-0,707} \quad \text{Gl. 7-17}$$

Durch das Einsetzen der Regressionsgleichung Gl. 7-17 in die Formel zur Berechnung der Lasteintragslänge  $l_t$  in Gl. 7-15 und der Bedingung  $s_{\text{cr,m}} = 1,5 \cdot l_t$  führt zur nachfolgenden Gleichung zur Berechnung des mittleren Rissabstands für straff umflochtene und besandete BFK-Bewehrung  $s_{\text{cr,m,BFK}}$ .

$$s_{\text{cr,m,BFK}} = 0,273 \cdot \frac{\emptyset}{\rho_{\text{f,eff}}^{0,293}} \quad \text{Gl. 7-18}$$

Mit diesem neuen Ansatz kann der mittlere Rissabstand realitätsnah bestimmt werden. Dies ist in Abbildung 7.8 verdeutlicht. In diesem Diagramm ist der Vergleich der experimentellen mit rechnerischen Rissabständen mit dem neuen Ansatz nach Gl. 7-18 (schwarze Datenpunkte) dargestellt.



**Abbildung 7.8: Vergleich des neuen Ansatzes zur Berechnung des Rissabstandes mit experimentellen Ergebnissen aus den eigenen Versuchen am Plattenstreifen sowie anderer Autoren**

Darüber hinaus wurden Versuchsdaten anderer Autoren recherchiert, welche ebenfalls den gleichen Bewehrungstyp, straff umwickelte und besandete BFK-Bewehrung, verwendet haben. Diese ebenfalls in Abbildung 7.8 (graue Datenpunkte) und in Tabelle 7-5 aufgeführt aufgeführt.

**Tabelle 7-5: Experimental results of other publications**

Autor	Versuch- sanzahl	$\frac{s_{cr,m,exp}}{s_{cr,m,calc}}$	$\rho_{eff}$	Betonfestigkeit $f_{cm,cyl}$	Betonzugfestigkeit $f_{ctm}$
-	in mm	-	in %	in N/mm <sup>2</sup>	in N/mm <sup>2</sup>
Issa et al. Issa et al. (2016)	4	0,81 – 0,99	1,82 – 5,64	36,0	3,05
Elgabbas et al. Elgabbas et al. (2016)	5	0,86 – 1,06	0,83 – 2,12	42,5	3,41
Barris et al. Barris et al. (2017)	7	0,85 – 1,19	2,09 – 3,57	34,3	3,00

Der in Gl. 7-18 vorgestellte modifizierte Ansatz zur Berechnung des Rissabstandes für straff umwickelte und besandete BFK-Bewehrung liefert hervorragende Ergebnisse, was durch den erzielten Mittelwert von 0,986 bei einem Variationskoeffizienten von ca. 9 % bestätigt wird. Die Rissabstände können somit realitätsnah bestimmt werden, wodurch auch der Rissbreiten-nachweis aus Kapitel 2.3.3.2 modifiziert werden kann.

Die charakteristische Rissbreite kann unter Heranziehung des maximalen Rissabstandes und dem Ansatz der mittleren Dehnungen von Beton und Bewehrung wie folgt berechnet werden:

$$w_{k,BFK} = s_{cr,max,BFK} \cdot (\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{Gl. 7-19}$$

Die Differenz der mittleren Dehnungen ( $\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}$ ) kann gemäß Eurocode 2 auch wie folgt formuliert werden:

$$(\varepsilon_{fm} - \varepsilon_{cm}) = \left( \frac{\sigma_f}{E_f} - \beta_t \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho_{f,eff} \cdot E_f} \cdot (1 + \alpha_f \cdot \rho_{f,eff}) \right) \quad \text{Gl. 7-20}$$

Der maximale Rissabstand ergibt sich aus der zweifachen Lasteintragslänge (vgl. Kapitel 7.4.1). Der mittlere Rissabstand kann mit  $s_{cr,m} = 1,5 \cdot l_t$  angenommen werden. Mit dieser Bedingung und Gl. 7-18 ergibt sich der maximale Rissabstand zu:

$$s_{cr,max,BFK} = 0,41 \cdot \frac{\varnothing}{\rho_{f,eff}^{0,293}} \quad \text{Gl. 7-21}$$

Dabei ist:

$w_{k,BFK}$	charakteristische Rissbreite für straff umwickelte und besandete BFK-Bewehrung
$s_{cr,max,BFK}$	maximaler Rissabstand bei abgeschlossenem Rissbild
$\varepsilon_{fm}$	mittlere Bewehrungsdehnung unter der maßgebenden Einwirkungskombination inkl. des Mitwirkens des Betons auf Zug
$\varepsilon_{cm}$	mittlere Betondehnung zwischen den Rissen
$\sigma_f$	Spannung der Zugbewehrung im Riss unter der Annahme eines gerissenen Querschnitts
$\rho_{f,eff}$	effektiver Bewehrungsgrad
$E_f$	E-Modul der Zugbewehrung
$\alpha_f$	Verhältnis der E-Moduln von Zugbewehrung und Beton

---

$\beta_t$

Verteilungsbeiwert der mittleren Spannungen ( $\beta_t = 0,6$  für kurzzeitige Einwirkung und  $\beta_t = 0,4$  für dauerhafte Einwirkungen)

## 8 Resümee

### 8.1 Zusammenfassung

Im Rahmen dieses Forschungsprojekts wurden zunächst die technischen Anforderungen und Randbedingungen für Deckenplatten im Wohnungsbau zusammengestellt. Im Zuge dieser Recherche konnten die baupraktisch relevanten Spannweiten für den Wohnungsbau zur Dimensionierung der großformatigen Bauteilversuche abgeleitet werden.

Im Anschluss wurde eine umfangreiche Literaturrecherche zu den Eigenschaften der neuartigen BFK-Bewehrung durchgeführt. Auf dieser Grundlage wurden im Rahmen der Aufstellung des Versuchsprogramms Kleinkörperversuche konzipiert. Neben der Ermittlung der mechanischen Eigenschaften der Bewehrung, wurde besonderes Augenmerk auf das Verbundverhalten dieser Bewehrung in Beton gelegt sowie das Trag- und Rissverhalten an bewehrten Betonkörpern unter reiner Zugbeanspruchung untersucht. Aus den Versuchsergebnissen konnte abgeleitet werden, dass sich das Verbundverhalten der untersuchten straff umwickelten und besandeten BFK-Bewehrung gegenüber der gerippten Betonstahlbewehrung deutlich unterscheidet. Darüber hinaus ergab sich aus den zentrischen Zugversuchen am Verbundkörper eine starke Diskrepanz der in den Versuchen aufgetretenen Rissabstände im Vergleich zu den rechnerischen Ergebnissen nach DIN EN 1992-1-1/NA. Der Grund dafür wird darin gesehen, dass das Rissmodell auf der Grundlage der Verbundeigenschaften von Betonstahl abgeleitet wurde, welches sich wie zuvor beschrieben vom tatsächlichen Verhalten bei Verwendung von BFK-Bewehrung deutlich unterscheidet. Daher lassen sich mit diesem Modell keine realitätsnahen Rissabstände für die untersuchte BVK-Bewehrung berechnen.

Bei den darauffolgenden durchgeführten großformatigen Bauteilversuchen wurde das Querkraft-, Biege, Riss- und Verformungsverhalten untersucht. Anhand der ausgewerteten Versuchsdaten zeigte sich, dass die im Versuch erreichte Querkrafttragfähigkeit mit den bestehenden normativen Bemessungsmodellen nach Eurocode 2 und der US-amerikanischen Bemessungsrichtlinie keine guten Übereinstimmungen liefert. Im Gegenzug konnte das Biegetragverhalten mit den Ansätzen und Methoden aus dem Stahlbetonbau (Iteration der Dehnungsebene) gut vorhergesagt bzw. nachgerechnet werden. Wie bereits bei den Kleinversuchskörpern ließ sich auch bei den großformatigen Bauteilen die Rissentwicklung nicht zufriedenstellend mit den bekannten Modellen beschreiben. Insbesondere der Rissabstand zeigte große Diskrepanzen zwischen den rechnerischen und experimentell beobachteten Werten. Abschließend wurde das Verformungsverhalten unter Kurzzeit- und Dauerbeanspruchung untersucht und ausgewertet. Die experimentell ermittelten Bauteildurchbiegungen konnten mit Hilfe der Integration der Momenten-Krümmungs-Beziehung (vgl. Kapitel 2.3.2) auch für die BFK-bewehrten Bauteile mit guter Übereinstimmung berechnet werden. Das Verformungsverhalten ähnelt dem von Stahlbetonbauteilen, wobei aufgrund des geringeren E-Moduls der BFK-Bewehrung bei gleichem geometrischen Bewehrungsgrad höhere Verformungen auftreten. Daher ist bei praxisüblichen Stützweiten oftmals der Nachweis auf Verformungen im Grenzzustands der Gebrauchstaug-

---

lichkeit (GZG) bemessungsrelevant. Da der Nachweis der Verformungen im GZG über die gesamte Nutzungsdauer zu erfüllen ist, ist dabei eine ausreichende Kenntnis bezüglich des Langzeitverformungsverhaltens (unter Dauerbeanspruchung) erforderlich. Die wenigen durchgeführten Tastversuche unter Dauerbeanspruchung liefern hinsichtlich dieser Fragestellung keine allgemeingültigen Ergebnisse, weshalb derzeit keine qualifizierte Bewertung des Langzeit-Verformungsverhaltens von Bauteilen mit der untersuchten straff umwickelten und besandeten BFK-Bewehrung vorgenommen werden kann. Die Tastversuche zeigten jedoch, dass das Verformungsverhalten der BFK-bewehrten Bauteile unter Dauerbeanspruchung ähnlich zu dem Referenzbauteil mit Stahlbewehrung ist und im Wesentlichen durch die Betoneigenschaften, wie z. B. Kriechen und Schwinden, beeinflusst wird.

Abschließend wurden die gewonnenen Erkenntnisse aus den experimentellen Untersuchungen bei der Modellbildung bezüglich der Bemessung von Deckenplatten für den Wohnungsbau mit BFK-Bewehrung berücksichtigt. Es wurde eine für die mechanischen Eigenschaften diese Bewehrung angepasste Bemessungshilfe für die Biegebemessung entwickelt. Mit dieser kann eine einfach und effiziente Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit analog zum Stahlbetonbau durchgeführt werden. Zum Nachweis der Querkrafttragfähigkeit wurde das für die kommende Eurocode-2-Generation (prEN 1992-1-1 (2018)) vorgeschlagene Querkraftmodell hinsichtlich der Übertragbarkeit auf BFK-bewehrte Bauteile überprüft und für geringe Schubslankheiten gemäß den Ergebnissen aus den Versuchen angepasst. Zuletzt wurde zum Nachweis der Begrenzung der Rissbreite, das bestehende Modell nach DIN EN 1992-1-1 mit Hilfe der Versuchsergebnisse für die verwendete BFK-Bewehrung kalibriert und angepasst. Die Rissabstände können mit dem angepassten Modell realitätsnah berechnet werden, wodurch die Nachweisführung der Rissbreite über die Differenz der Dehnungen analog zum Stahlbetonbau möglich ist.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass Deckenplatten für den Wohnungsbau mit BFK-Bewehrung auf Basis vorhandener Modellansätze bemessen und konstruiert werden können. Aufgrund der zum Stahlbetonbau analogen Herstellungsverfahren, insbesondere bei Ausführung in einem Betonfertigteilwerk, können diese Deckenbauteile mit BFK-Bewehrung direkt in der Praxis eingesetzt werden, insofern die baurechtlichen Voraussetzungen gegeben sind, wie z. B. eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für die Bewehrung. Durch die mögliche geringere Betondeckung, können somit Betonmassen eingespart werden. Allerdings sind aufgrund des geringeren E-Moduls der BFK-Bewehrung auch größere Durchbiegungen bei Bauteilen mit gleichem geometrischen Bewehrungsgrad eines stahlbewehrten Bauteils zu erwarten. Aus diesem Zusammenhang kann es erforderlich werden, dass mehr Bewehrung eingelegt werden muss als für den Nachweis der Tragfähigkeit notwendig ist. Somit kann unter bestimmten Randbedingungen (z. B. große Spannweiten) der Nachweis zur Begrenzung der Verformungen den maßgebenden Bemessungsfall darstellen. Es muss daher mehr Bewehrung eingebaut werden, als bei einem vergleichbaren Bauteil mit Betonstahlbewehrung, wodurch in diesem Fall Bauteile mit BFK-Bewehrung ggf. unwirtschaftlich gegenüber Stahlbetonbauteilen sein könnten.

---

Grundsätzlich wird für die im Wohnungsbau üblichen Spannweiten und einwirkenden Lasten großes Anwendungspotenzial gesehen.

## **8.2 Ausblick**

Ein wesentlicher Aspekt beim Wohnungsbau stellt das Themenfeld des Brandschutzes dar. Dieses war kein Bestandteil dieses Forschungsvorhabens. Um die Tragfähigkeit im Brandfall bewerten zu können sind weiterführende experimentelle Untersuchungen zu dieser Thematik dringend erforderlich. Aufgrund der Kunstharzmatrix, welche nur eine geringe Hitzebeständigkeit aufweist, wird erwartet, dass die Feuerbeständigkeit von FVK-Bewehrung gering ist. Es sollte daher geprüft werden, wie sich das Bauteilverhalten im Brandfall entwickelt.

Des Weiteren muss das Last-Verformungs-Verhalten unter Dauer- oder zyklischer Beanspruchung weiter untersucht werden. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurden nur wenige Tastversuche durchgeführt, welche keine allgemeingültige Bewertung zulassen. An diese Stelle wird empfohlen, ein auf diese Problemstellung angepasstes Versuchsprogramm zur Beantwortung dieser Fragestellung zu entwickeln.

Außerdem wird empfohlen, eine Ökobilanzierung von Bauteilen mit BFK- oder FVK-Bewehrung durchzuführen. Aus den Ergebnissen der Literaturrecherche zeigte sich, dass die Herstellung dieser Bewehrungstypen ökologischer als Stahlbewehrung sein kann. Der während der Produktion benötigte Energiebedarf der Basaltfaser liegt deutlich unterhalb dem von Stahl (vgl. Abbildung 3.4). Durch die geringere Dehnsteifigkeit der Bewehrung kann jedoch ein größerer Bewehrungsgrad für BFK-bewehrte Bauteile im Vergleich zu Stahlbetonbauteilen erforderlich werden. Daher sollte in einer weiterführenden Analyse der Ressourceneinsatz im Rahmen einer Studie untersucht werden, um eine ökologische und ökonomische Bewertung von Deckenbauteilen mit BFK-Bewehrung zu erhalten.

Abschließend ist festzustellen, dass für BFK-Bewehrung großes Potenzial für die praktische Anwendung in Betonbauteilen bieten kann. Aufgrund der mechanischen und physikalischen Eigenschaften eignet sich BFK als Alternative zu konventionellem Betonstahl. Um den Einzug in die Praxis zu vereinfachen, sind jedoch weitere Fortschritte bei normativen Regelungen nötig. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt gibt es in Deutschland und Europa keine Bemessungsrichtlinie oder ein einheitliches Verfahren zur Zulassung bzw. Zertifizierung von FVK-Bewehrung. Daraus werden für die praktische Anwendung Zustimmungen im Einzelfall nötig, die mit großem finanziellem und zeitlichem Aufwand verbunden sind. Werden die formellen Grundlagen weiter vorangetrieben, kann die kommerzielle Nutzung FVK-bewehrter Bauteile in der Bau Praxis erwartet werden.

## 9 Literaturverzeichnis

**Achillides, Z.; Pilakoutas, K. (2004):** Bond Behavior of Fiber Reinforced Polymer Bars under Direct Pullout Conditions, *Journal of Composites for Construction* 8 (2), pp. 173–181.

**Artemenko, S. E. (2003):** Polymer Composite Materials Made from Carbon, Basalt, and Glass Fibers. Structure and Properties, *Fibre Chemistry* 35 (3), pp. 226–229.

**Aydin, F. (2018):** Experimental investigation of thermal expansion and concrete strength effects on FRP bars behavior embedded in concrete, *Construction and Building Materials* 163, pp. 1–8.

**Baena Muñoz, M. (2011):** Study of bond behaviour between FRP reinforcement and concrete. Dissertation Thesis. Universitat de Girona.

**Barris, C.; Torres, L.; Vilanova, I.; Miàs, C.; Llorens, M. (2017):** Experimental study on crack width and crack spacing for Glass-FRP reinforced concrete beams, *Engineering Structures* 131, pp. 231–242.

**Bergmeister, K. (2003):** Kohlenstofffasern im konstruktiven Ingenieurbau. Berlin: Ernst & Sohn.

**DIN EN 206:2017-01 (2017):** Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A1:2016. *Deutsches Institut für Normung e. V.* Berlin. Beuth Verlag.

**Beycioglu, A.; Seis, M. (2015):** Bond performance of basalt fiber-reinforced polymer bars in conventional Portland cement concrete: a relative comparison with steel rebar using the hinged beam approach, *Science and Engineering of Composite Materials* 24 (6).

**Cervenka, V. (2018):** ATENA Program Documentation Part 1 - Theory,. Cervenka Consulting: Prag.

**Correlated Solutions (2019):** VIC-3D 8.1. Software Manual. Irmo, South Carolina, Vereinigte Staaten: Correlated Solutions.

**CSA-S806-12 (2012):** Design and Construction of Building Components with Fibre-Reinforced Polymers. *Canadian Standards Association*. Toronto, Ontario, Kanada. Standards Council of Canada.

**Deutsche Basalt Faser GmbH (2016):** Anwenderheft für Basaltbewehrung. Sangerhausen.

**Dhand, V.; Mittal, G.; Rhee, K. Y.; Park, S.-J.; Hui, D. (2015):** A short review on basalt fiber reinforced polymer composites, *Composites Part B: Engineering* 73, pp. 166–180.

**Ehrenstein, G. W. (2006):** Faserverbund-Kunststoffe. Werkstoffe - Verarbeitung - Eigenschaften. 2., völlig überarbeitete Auflage. München, Wien: Hanser.

**El Ghadioui, R. (2020):** Bemessung carbonbewehrter Betonbauteile unter besonderer Betrachtung des Gebrauchszustandes. Dissertation. Technische Universität Darmstadt.

---

**El Refai, A.; Ammar, M.-A.; Masmoudi, R. (2015):** Bond Performance of Basalt Fiber-Reinforced Polymer Bars to Concrete, *J. Compos. Constr.* 19 (3), p. 4014050.

**Elgabbas, F.; Vincent, P.; Ahmed, E. A.; Benmokrane, B. (2016):** Experimental testing of basalt-fiber-reinforced polymer bars in concrete beams, *Composites Part B: Engineering* 91, pp. 205–218.

**Eligehausen, R.; Popov, E. P.; Bertero, V. V. (1983):** Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. *University of California, College of Engineering, Berkeley*. Berkeley, California.

**Empelmann, M.; Oettel, V.; Remitz, J.; Ahrens, M. A. (2018):** Begrenzung der Verformung unter Gebrauchslast. In Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Ed.): Heft 630: Demessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 630).

**DIN EN 1990 (2010):** Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung - Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. *Deutsches Institut für Normung e. V.* Berlin. Beuth-Verlag.

**DIN EN 1991-1-1 (2010-12):** Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002 + AC:2009. *Deutsches Institut für Normung e. V.* Berlin. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN.

**DIN EN 1991-1-2 (2010-12):** Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1-2: Allgemeine Einwirkungen – Brandeinwirkungen auf Tragwerke; Deutsche Fassung EN 1991-1-2:2002 + AC:2009. *Deutsches Institut für Normung e. V.* Berlin. Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN.

**DIN EN 1992-1-1 (2011):** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (2011-01). *Deutsches Institut für Normung e. V.* Berlin. Beuth Verlag.

**prEN 1992-1-1 (2018):** Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln, Bemessungsregeln für Hochbau, Brücken, Stütz- und Behälterbauwerke (2018 D3). *NA 005 DIN-Normenausschuss Bauwesen* (NABau).

(2010-12): Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten. *DIN EN 1996-3*. Berlin. Beuth-Verlag.

**fib Bulletin 40 (2007):** FRP reinforcement in RC structures. Technical Report. Lausanne, Switzerland: Fédération internationale du béton (Bulletin / International Federation for Structural Concrete Technical report, 40).

---

**Fiore, V.; Scalici, T.; Di Bella, G.; Valenza, A. (2015):** A review on basalt fibre and its composites, *Composites Part B: Engineering* 74, pp. 74–94.

**Fischer, A. (1993):** Modelluntersuchungen zur Ermittlung des Rißabstandes dicker Bauteile aus Stahlbeton. Dissertation. Technische Hochschule Darmstadt (Fortschritt-Berichte VDI Reihe 4, 118).

**Focacci, F.; Nanni, A.; Bakis, C. E. (2000):** Local bond-slip relationship for FRP reinforcement in concrete, *Journal of Composites for Construction* (4), pp. 24–31.

**Frosch, R. J. (1999):** Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete, *ACI STRUCTURAL JOURNAL* 96 (3), pp. 437–442.

**Grasser, E.; Thielen, G. (1991):** Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken. Nach DIN 1045, Ausg. Juli 1988. In *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton* (Ed.): Heft 240. 3., überarb. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, 240).

**ACI 440.1R-06 (2006):** Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. Farmington Hills, Michigan, USA. American Concrete Institute.

**ACI 440.1R-15 (2015):** Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars. Farmington Hills, Michigan, USA. American Concrete Institute.

**Günther, G.; Mehlhorn, G. (1988):** Beziehung zwischen den Zugfestigkeiten von Beton bei mittigem und ausmittigem Zug sowie bei Biegung, *Beton- und Stahlbetonbau* 83 (8), pp. 217–220.

**Hampel, U. (2008):** Photogrammetrische Erfassung der Verformungs- und Rissentwicklung bei baumechanischen Untersuchungen. Dissertation. Technische Universität Dresden.

**Hao, Q.; Wang, Y.; He, Z.; Ou, J. (2009):** Bond strength of glass fiber reinforced polymer ribbed rebars in normal strength concrete, *Construction and Building Materials* 23 (2), pp. 865–871.

**High, C.; Seliem, H. M.; El-Safty, A.; Rizkalla, S. H. (2015):** Use of basalt fibers for concrete structures, *Construction and Building Materials* 96, pp. 37–46.

**Hofmann, S. (2021):** Rissentwicklung in Betonbauteilen mit Basaltfaserkunststoffbewehrung bei wirklichkeitsnaher Betrachtung des Verbundverhaltens. Ein Modell zur Berechnung der Rissbreite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. Dissertation (eingereicht). Technische Universität Darmstadt.

**Issa, M. A.; Ovitigala, T.; Ibrahim, M. (2016):** Shear Behavior of Basalt Fiber Reinforced Concrete Beams with and without Basalt FRP Stirrups, *J. Compos. Constr.* 20 (4), p. 4015083.

**Kampmann, R.; Rambo-Roddenberry, M.; Telikapalli, S. (2019):** Performance Evaluation, Material and Specification Development for Basalt Fiber Reinforced Polymer (BFRP) Reinforcing Bars Embedded in Concrete. Tallahassee, Florida.

---

**König, G.; Tue, N. V. (1996):** Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC2 und Model Code 90. In Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Ed.): Heft 466. Berlin: Beuth Verlag (Heft 466).

**Krieger, L. M. (2020):** Tragverhalten textilbewehrter Fertigteilplatten aus hochfestem Carbonbeton. Dissertation. Technische Universität Darmstadt.

**Krüger, W.; Mertzsch, O. (2006):** Zum Trag- und Verformungsverhalten bewehrter Betonquerschnitte im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit. In Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Ed.): Heft 533. 1. Aufl. Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, 533).

**Kurth, M. C. (2012):** Zum Querkrafttragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Aachen: Hochschulbibliothek der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen.

**Lettow, S. (2006):** Ein Verbundelement für nichtlineare Finite-Elemente-Analysen - Anwendung auf Übergreifungsstöße. Dissertation: Universität Stuttgart.

**Litzner, H.-U. (1995):** Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 - Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227. In Josef Eibl (Ed.): Beton-Kalender 1995. Taschenbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau sowie die verwandten Fächer - Band 84. Berlin: Ernst & Sohn (84), pp. 519–725.

**Liu, J. (2008):** Untersuchung von Verbundwerkstoffen mit Basalt- und PBO-Faser-Verstärkung, Technischen Universität Dresden. Maschinenwesen.

**Maas, H.-G. (2012):** Digitale Nahbereichsphotogrammetrie im bautechnischen Versuchswesen, Bautechnik 89 (11), pp. 786–793.

**Martin, H. (1973):** Zusammenhang zwischen Oberflächenbeschaffenheit, Verbund und Sprengwirkung von Bewehrungsstählen unter Kurzzeitbelastung. In Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Ed.): Heft 228, vol. 228. Berlin: Ernst & Sohn (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 228).

**Mayer, H. (1967):** Die Berechnung der Durchbiegung von Stahlbetonbauteilen. In Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Ed.): Heft 194, vol. 194. Berlin: Ernst (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 194).

**Militky, J.; Kovacic, V. (1996):** Ultimate Mechanical Properties of Basalt Filaments, Textile Research Journal 66 (4), pp. 225–229.

**CEB-FIB Model Code 1990 (1993):** Model Code 1990. *Comité Euro-International du Béton*. London. Telford.

**fib Model Code 2010 (2013):** Model Code for Concrete Structures 2010. *Fédération internationale du béton*. Berlin. Ernst & Sohn.

---

**Musterbauordnung** (2012): Musterbauordnung Fassung November 2002 (geändert 21.09.2012). Bauministerkonferenz.

**Muttoni, A.; Fernández Ruiz, M. (2007):** Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as Function of Critical Shear Crack Width, *ACI STRUCTURAL JOURNAL* (105-S17) (2), pp. 163–172.

(2012-01): Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten - Teil 3: Vereinfachte Berechnungsmethoden für unbewehrte Mauerwerksbauten (2012-01). *DIN EN 1996-3/NA*. Berlin. Beuth Verlag.

**Niewels, J. (2008):** Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Dissertation Thesis. RWTH Aachen.

**Ospina, C. E.; Bakis, C. E. (2007):** Indirect flexural crack control of concrete beams and one-way slabs reinforced with frp bars, Proceedings of the 8th Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (2007).

**Pritschow, A. (2016):** Zum Verbundverhalten von CFK-Bewehrungsstäben in Bauteilen aus ultrahochfestem Beton. Dissertation. Institut für Leichtbau Entwerfen und Konstruieren, Universität Stuttgart: Universität Stuttgart.

**Japan Society of Civil Engineers (1997):** Recommendation for Design and Construction Structures using Continuous Fibre Reinforcing Materials. *JSCE*. Sapporo.

**Rehm, G.; Martin, H. (1968):** Zur Rissbegrenzung im Stahlbetonbau, *Beton- und Stahlbetonbau* 63 (3), pp. 175–182.

**Rempel, S. (2018):** Zur Zuverlässigkeit der Bemessung von biegebeanspruchten Betonbauteilen mit textiler Bewehrung. Dissertation. RWTH Aachen.

**RILEM TC (Ed.) (1983):** RC 6: Bond Test Reinforcing Steel, 2. Pull-Out Test. *International Union of Testing and Research Laboratories for*. London (UK): E & FN SPON.

**Ritter, L. (2013):** Der Einfluss von Querkzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl. Dissertation Thesis. Technische Universität Dresden.

**Schürmann, H. (2007):** Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden. 2., bearbeitete und erweiterte Auflage. Berlin, Heidelberg: Springer-Verlag Berlin Heidelberg (VDI-Buch).

**Shen, D.; Ojha, B.; Shi, X.; Zhang, H.; Shen, J. (2016):** Bond stress–slip relationship between basalt fiber-reinforced polymer bars and concrete using a pull-out test, *Journal of Reinforced Plastics and Composites* 35 (9), pp. 747–763.

**Sólyom, S.; Balázs, G. L.; Borosnyói, A. (2015):** Bond behaviour of FRP rebars – parameter study, Third Conference on Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures.

---

**ASTM D7205/D7205M (2006):** Standard Test Method for Tensile Properties of Fiber Reinforced Polymer Matrix Composite Bars. West Conshohocken, United States. ASTM International.

**Teschner, R. (2013):** Glasfasern. Berlin, Heidelberg, s.l.: Springer Berlin Heidelberg.

**Vilanova, I.; Baena, M.; Torres, L.; Barris, C. (2015):** Experimental study of bond-slip of GFRP bars in concrete under sustained loads. *Composites Part B: Engineering*, 74, 42-52, *Composites Part B: Engineering* 74, pp. 42–52.

**Vincent, P.; Ahmed, E.; Benmokrane, B. (2013):** Characterization of Basalt Fiber-Reinforced Polymer (BFRP) Reinforcing Bars for Concrete Structures, 3rd Specialty Conference on Material Engineering & Applied Mechanics, 2013, MEC-111-1 - MEC-111-10.

**Wang, H.; Sun, X.; Peng, G.; Luo, Y.; Ying, Q. (2015):** Experimental study on bond behaviour between BFRP bar and engineered cementitious composite, *Construction and Building Materials* 95, pp. 448–456.

**Wolf, B.; Glomb, D. S.; Kustermann, A.; Dauberschmidt, C. (2019):** Untersuchung des Zug- und Verbundverhaltens von Basaltfaserverstärkter Kunststoff-Stabbewehrung in Beton, *Beton- und Stahlbetonbau* 114 (7), pp. 454–464.

**Z-1.6-238 (2019):** Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung - Bewehrungsstab Schöck ComBAR aus glasfaserverstärktem Kunststoff. Berlin: Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt).

**Zilch, K.; Donaubaauer, U. (2006):** Rechnerische Untersuchung der Durchbiegung von Stahlbetonplatten unter Ansatz wirklichkeitsnaher Steifigkeiten und Lagerungsbedingungen und unter. In *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Ed.): Heft 533. 1. Aufl.* Berlin: Beuth (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton / Deutsches Institut für Normung, 533).

**Zilch, K.; Zehetmaier, G. (2010):** Bemessung im konstruktiven Betonbau. Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). 2., neu bearb. und erw. Aufl. Berlin, Heidelberg: Springer.

# 10 Anhang

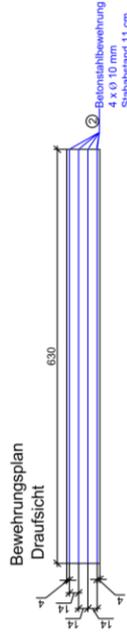
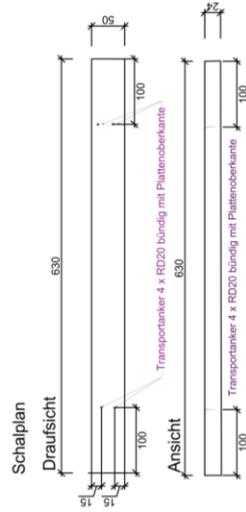
## 10.1 Schalpläne der Großversuche

### Betonstahlbewehrte Plattenstreifen

6,3 m x 0,50 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.6.0.S0.29.240.25

Bauteil mit Betonstahlbewehrung 1 Bauteil herstellen

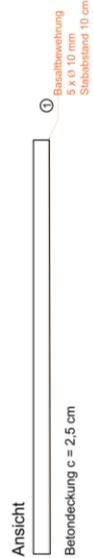
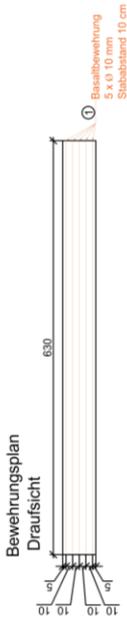


### Basaltbewehrte Plattenstreifen

6,3 m x 0,5 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.6.0.B0.29.240.25\_0#  
Teil Nr.

Bauteil mit Basaltbewehrung 2 Bauteile herstellen



#### Stabliste

Pos.	Stück	D [mm]	Einzellänge [m]
1	10	10	6,25
2	4	10	6,25

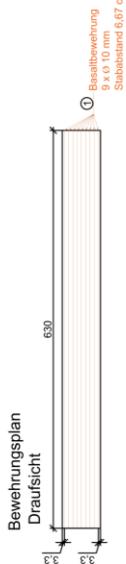
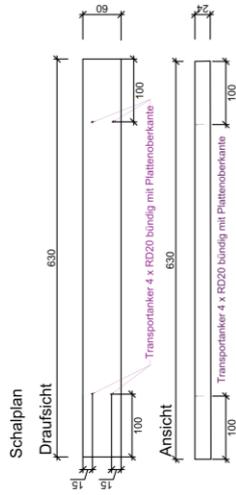
Zzeichnung	Schal- und Bewehrungsplan
Projekt	BBSR Basalt-Bewehrung
Bauteil	Plattenstreifen 6,0 m Spannweite
Datum	06.08.2019
Gez.	Sebastian Hofmann (Institut für Massivbau - TU Darmstadt)
Plan Nr.	VS K.1

Abbildung A 1:

## Basaltbewehrte Plattenstreifen 6,3 m x 0,6 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.6.0.80.44.240.25\_0#  
Fig. Nr. #

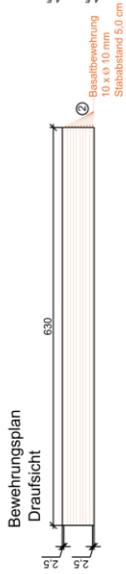
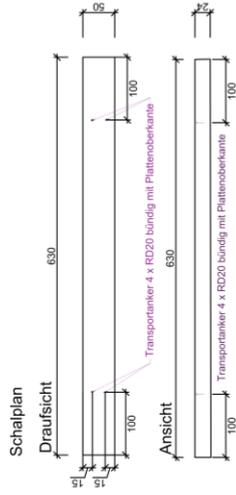
Bauteil mit Basaltbewehrung 2 Bauteile herstellen



## 6,3 m x 0,5 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.6.0.80.59.240.25\_0#  
Fig. Nr. #

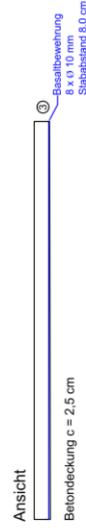
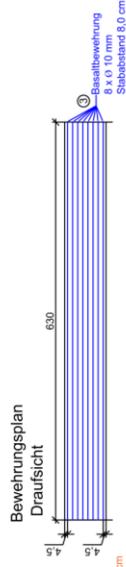
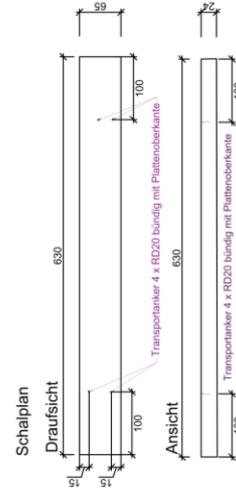
Bauteil mit Basaltbewehrung 2 Bauteile herstellen



## Betonstahlbewehrte Plattenstreifen 6,3 m x 0,65 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.6.0.S0.44.240.25

Bauteil mit Betonstahlbewehrung 1 Bauteil herstellen



### Stabliste

Pos.	Stück	D [mm]	Einzellänge [m]
1	18	10	6,25
2	20	10	6,25
3	8	10	6,25

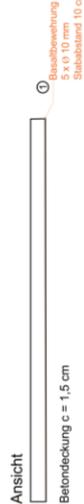
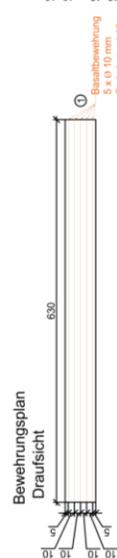
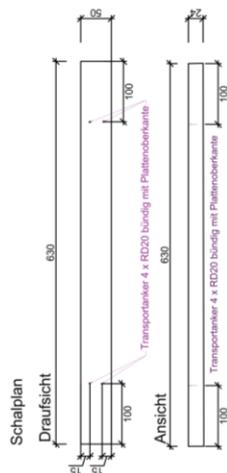
Zeichnung	Schal- und Bewehrungsplan
Projekt	BBSR Basalt-Bewehrung
Bauwerk	Plattenstreifen 6,0 m Spannweite
Datum	06.08.2019
Gez.	Sebastian Hofmann (Institut für Massivbau - TU Darmstadt)
Plan Nr.	VS K.2

Abbildung A 2

### Basaltbewehrte Plattenstreifen 6,3 m x 0,5 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.6.0.B0.29.240.15\_0H  
#Fig. Nr. #

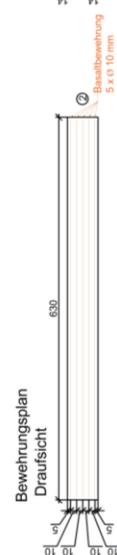
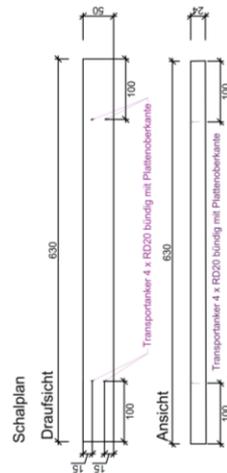
Bauteil mit Basaltbewehrung 2 Bauteile herstellen



### 6,3 m x 0,5 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.6.0.B0.29.240.35\_0H  
#Fig. Nr. #

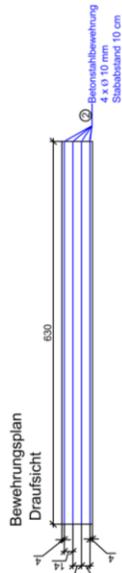
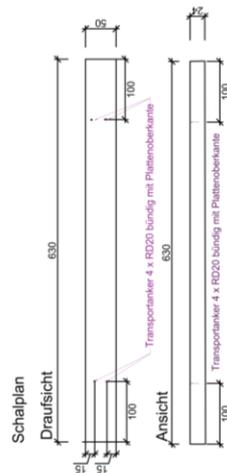
Bauteil mit Basaltbewehrung 2 Bauteile herstellen



### Betonstahlbewehrte Plattenstreifen 6,3 m x 0,50 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.6.0.S0.29.240.15

Bauteil mit Betonstahlbewehrung 1 Bauteil herstellen



#### Stabliste

Pos.	Stück.	D [mm]	Einzellänge [m]
1	10	10	6,25
2	10	10	6,25
3	5	10	6,25

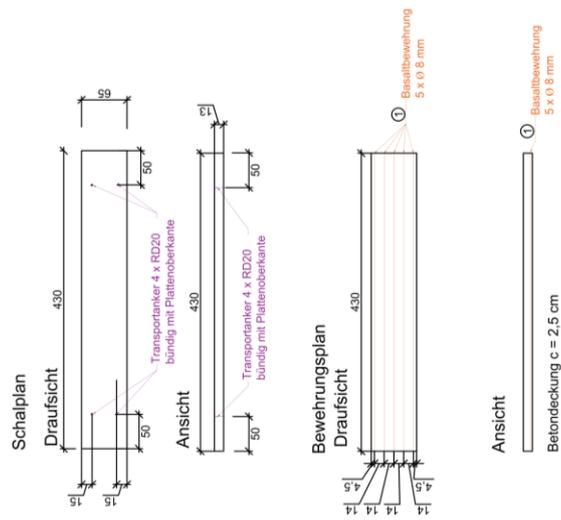
Zeichnung	Schal- und Bewehrungsplan
Projekt	BBSR Basalt-Bewehrung
Bauziel	Plattenstreifen 6,0 m Spannweite
Datum	06.08.2019
Gez.	Sebastian Hofmann (Institut für Massivbau - TU Darmstadt)
Plan Nr.	VS K.3

Abbildung A 3

## Basaltbewehrte Plattenstreifen 4,3 m x 0,65 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.4.0.B0.29.130.25\_0#  
Fig. Nr. \*

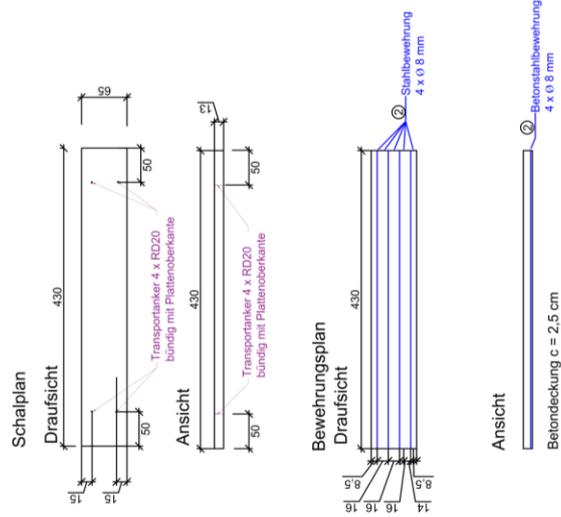
Bauteil mit Basaltbewehrung 3 Bauteile herstellen



## Betonstahlbewehrte Plattenstreifen 4,3 m x 0,65 m

Bauteilbezeichnung:  
BK.4.0.S0.29.130.25\_0#  
Fig. Nr. \*

Bauteil mit Stahlbewehrung 2 Bauteile herstellen



### Stabliste

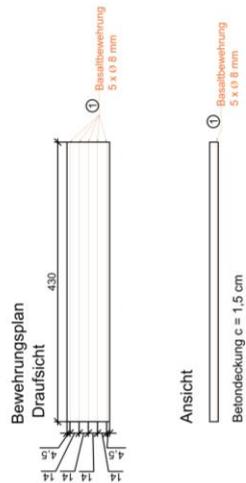
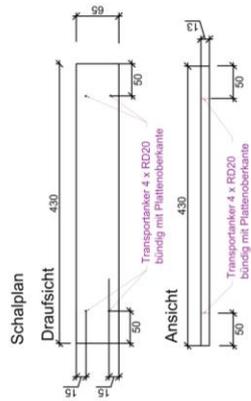
Pos.	Stück	D [mm]	Einzellänge [m]
1	15	8	4,25
2	8	8	4,25

Zzeichnung	Schal- und Bewehrungsplan
Projekt	BBSR Basalt-Bewehrung
Bauteil	Plattenstreifen 4,0 m Spannweite
Datum	06.08.2019
Gez.	Sebastian Hofmann (Institut für Massivbau - TU Darmstadt)
Plan Nr.	VS K.4

## Basaltbewehrte Plattenstreifen 4,3 m x 0,65 m

Bauteilbezeichnung:  
BL\_4.0.B0.29.130.15

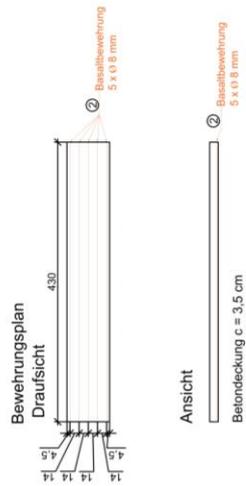
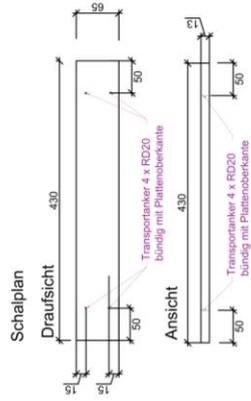
Bauteil nur einmal herstellen



## Basaltbewehrte Plattenstreifen 4,3 m x 0,65 m

Bauteilbezeichnung:  
BL\_4.0.B0.29.130.35

Bauteil nur einmal herstellen



Zzeichnung	Schal- und Bewehrungsplan
Projekt	BBSR Basalt-Bewehrung
Bauzeit	Plattenstreifen 4,0 m Spannweite
Datum	06.08.2019
Gez.	Sebastian Hofmann (Institut für Massivbau - TU Darmstadt)
Plan Nr.	VS L.1

Stabliste	Pos.	Stück	D [mm]	Einzellänge [m]
	1	5	8	4,25
	2	5	8	4,25

Abbildung A 5

## 10.2 Dokumentation der experimentellen Untersuchungen

### 10.2.1 Dokumentation der Auszugsversuche (vgl. Kapitel 5.2)



Abbildung A 6: Versuchsaufbau der Auszugsversuche mit angebrachter Messtechnik

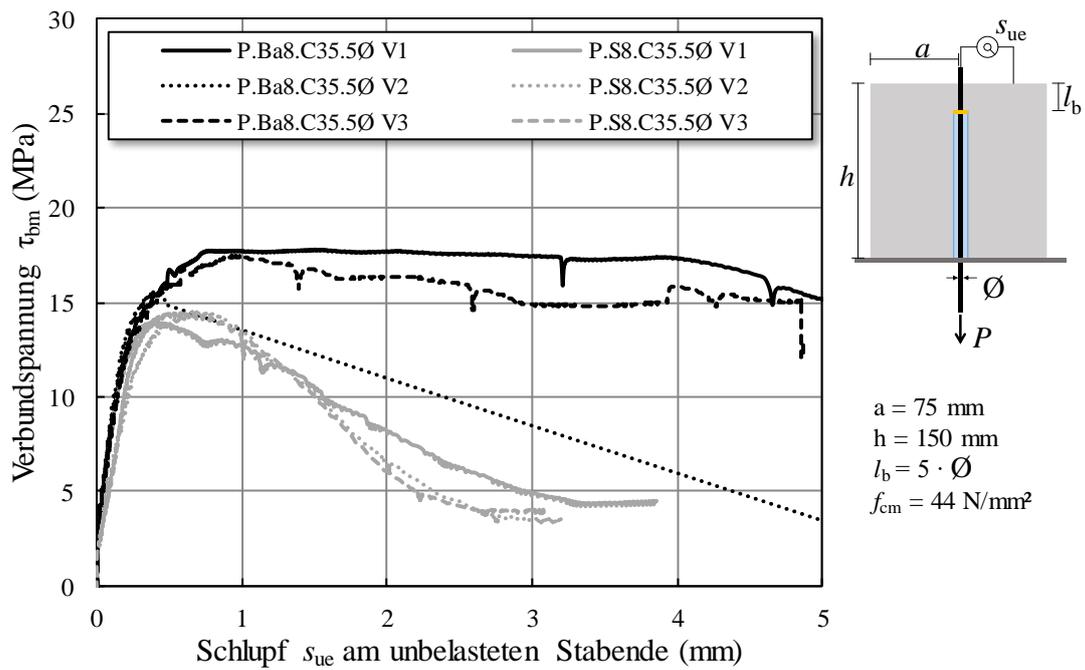


Abbildung A 7: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 1 mit der Betonfestigkeitsklasse C35

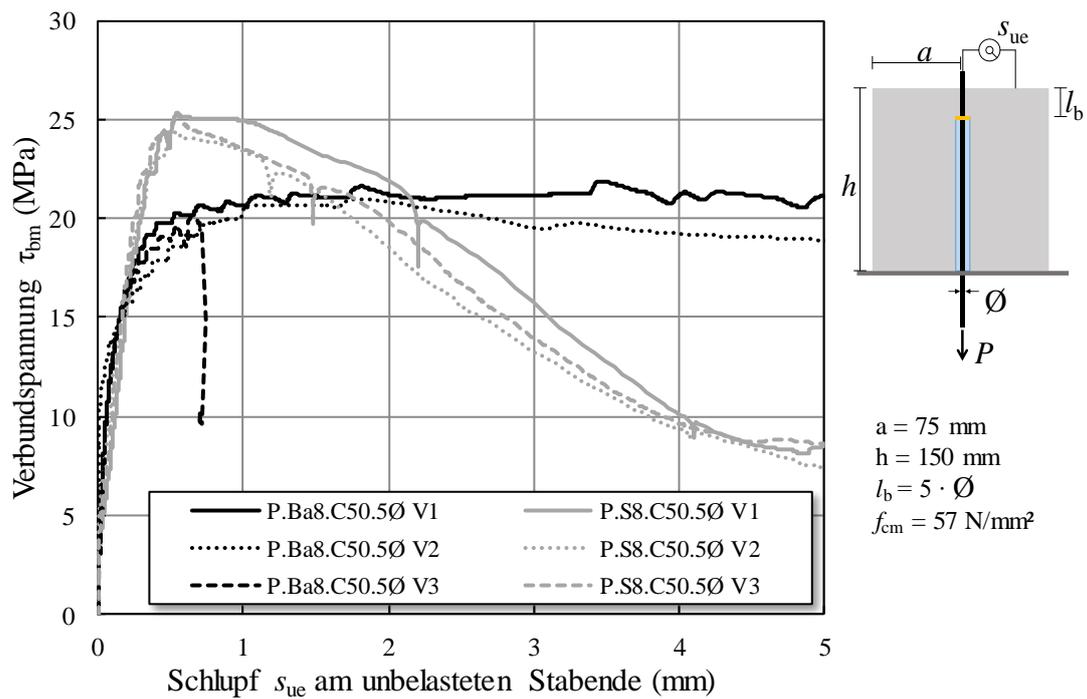


Abbildung A 8: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 1 mit der Betonfestigkeitsklasse C50

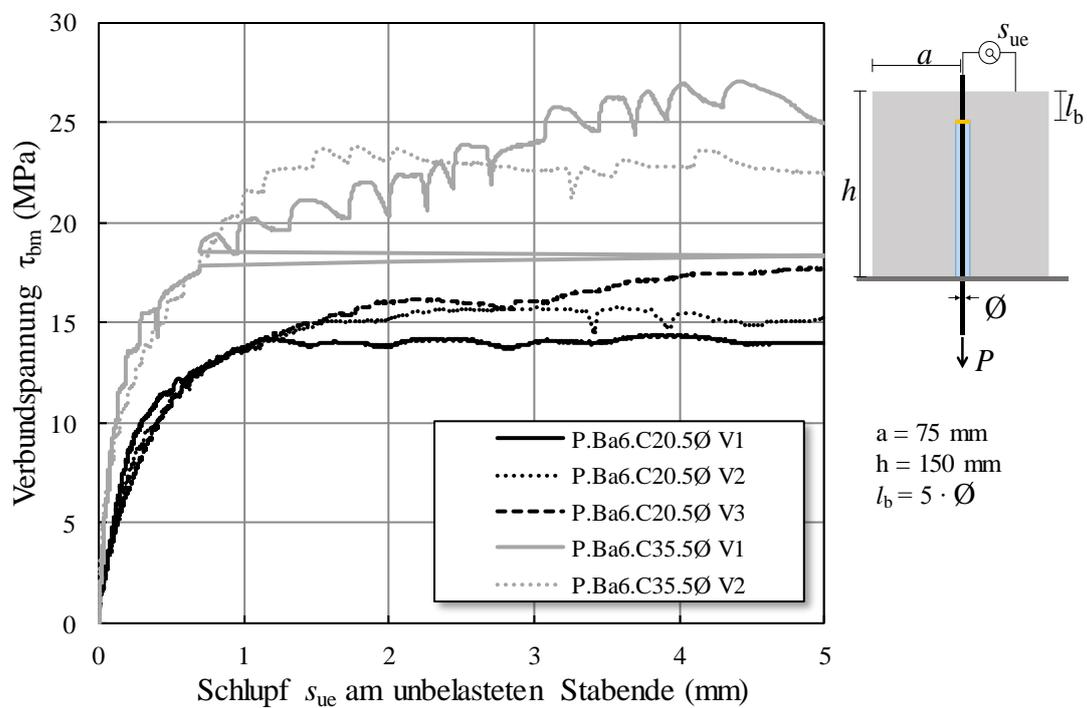


Abbildung A 9: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 2 mit der Betonfestigkeitsklasse C20 und C35 des Durchmessers 6 mm

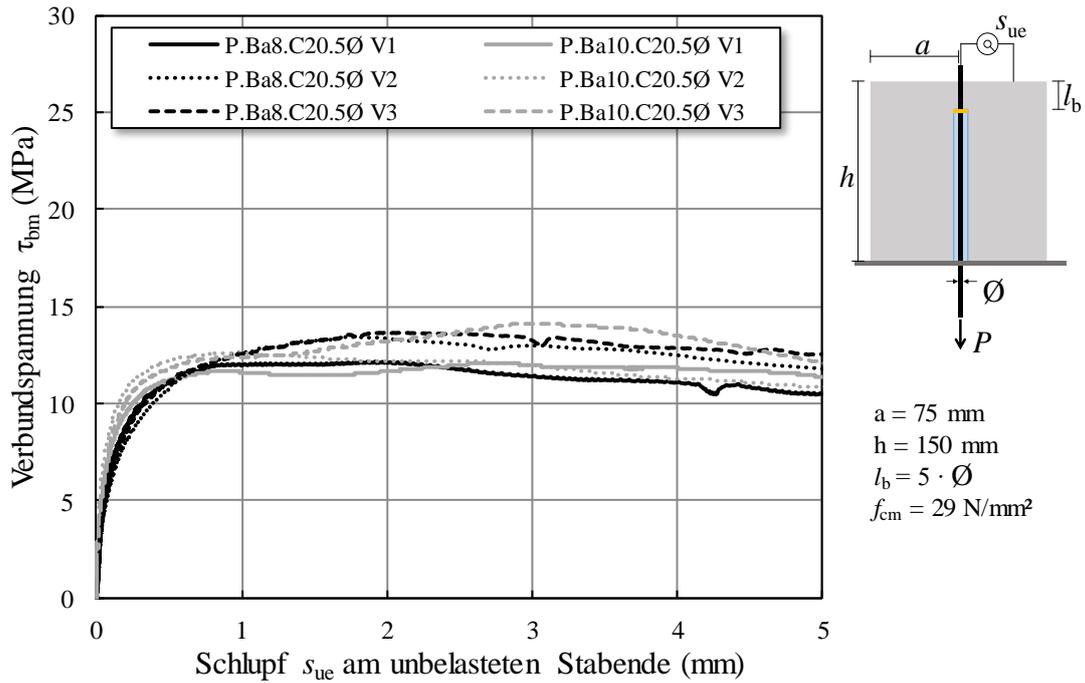


Abbildung A 10: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 2 mit der Betonfestigkeitsklasse C20 der Durchmessers 8 mm und 10 mm

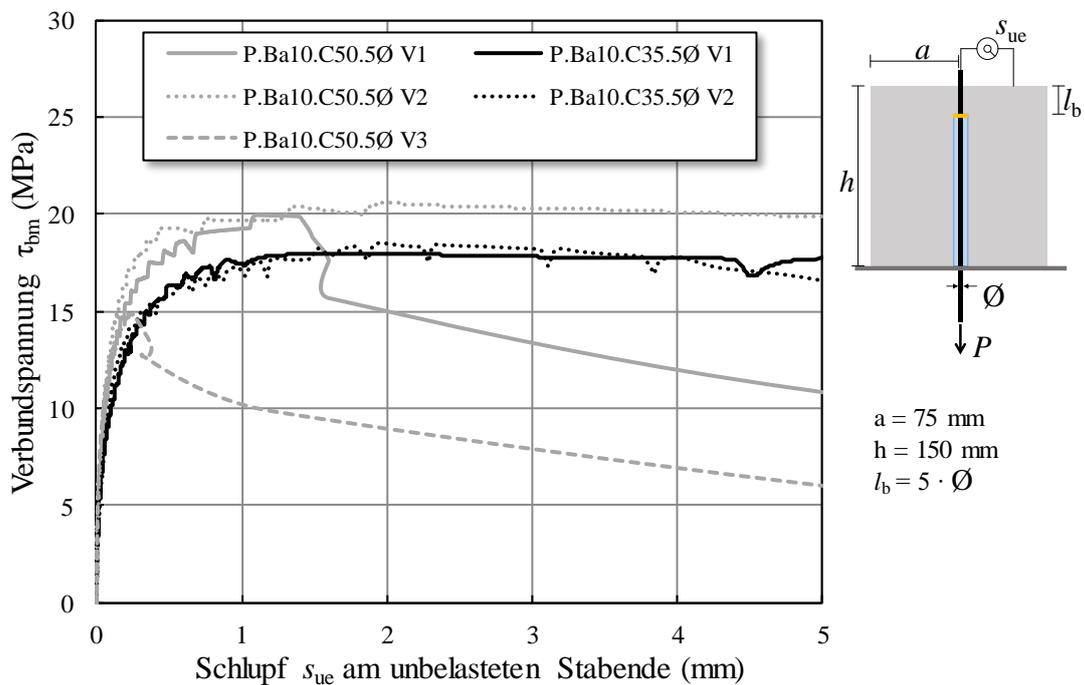


Abbildung A 11: Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm der Versuchsserie 2 mit der Betonfestigkeitsklasse C35 und C50 des Durchmessers 10 mm

## 10.2.2 Zugversuche an zentrisch bewehrten Betonkörpern zur Untersuchung der Rissbildung (vgl. Kapitel 5.3)



Abbildung A 12: Betonzylinder vor der zentrischen Zugprüfung (links); Detailaufnahme der Position der analogen Messtechnik – Seilzugwegaufnehmer (rechts)



Abbildung A 13: Zentrischer Zugversuch am Betonzylinder Z.B6.40.2,16 (links) und Z.B6.50.1,32 (rechts)



**Abbildung A 14: Zentrischer Zugversuch am Betonzylinder Z.B10.75.1,72 (links) und Z.B8.100.1,00 (rechts)**



**Abbildung A 15: Zentrischer Zugversuch am Betonzylinder Z.B10.110.0,81 (links) und Z.B10.125.0,62 (rechts)**

### 10.2.3 Untersuchung der Rissentwicklung in Plattenstreifen unter Biegebeanspruchung (vgl. Kapitel 6.2)

Für jeden Versuchskörper dieser Versuchsreihe wurde an separat hergestellten Kleinkörpern die Betondruckfestigkeit, der E-Modul sowie die Spaltzugfestigkeit ermittelt. Die Prüfung erfolgte zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung. Die Mittelwerte der erlangten Ergebnisse der Druckfestigkeits- und Spaltzugfestigkeitsprüfungen wurden aus jeweils drei Proben gewonnen. Der E-Modul wurde für die zwei Bauteile, welche aus der gleichen Charge hergestellt wurden aus sechs Proben ermittelt und den beiden Bauteilen zugeordnet. Alle Ergebnisse sind in Tabelle A 1 zusammengefasst.

**Tabelle A 1: Ergebnisse der Prüfung der Materialeigenschaften des Betons zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung**

Versuchsbezeichnung	$f_{cm}$	$E_{cm}$	$f_{ctm}$
-	in N/mm <sup>2</sup>	in N/mm <sup>2</sup>	in N/mm <sup>2</sup>
BK.B0,30.240.25#1	48,4	27.876	3,44
BK.B0,30.240.25#2	46,2	23.897	3,59
BK.S0,30.240.25#1	46,7	24.486	3,61
BK.B0,45.240.25#1	48,3	23.897	3,26
BK.B0,45.240.25#2	46,7	23.873	3,24
BK.B0,60.240.25#1	43,6	24.252	3,45
BK.B0,60.240.25#2	43,9	24.252	3,75
BK.S0,45.240.25#1	51,0	26.050	3,87
BK.B0,30.240.15#1	49,3	25.124	3,74
BK.B0,30.240.15#2	51,7	25.124	3,89
BK.B0,30.240.35#1	47,1	22.748	3,26
BK.B0,30.240.35#2	47,4	22.748	3,50
BK.S0,30.240.15#1	46,8	22.370	3,36
BK.B0,32.130.25#1	71,2	39.543	4,01
BK.B0,32.130.25#2	66,5	39.543	3,92
BK.S0,32.130.25#1	67,4	39.543	4,11

Nachfolgend werden die Momenten-Verformungs-Beziehungen aller durchgeführten Biegeversuche an Plattenstreifen in den Diagrammen der Abbildung A 16 bis Abbildung A 32 dargestellt.

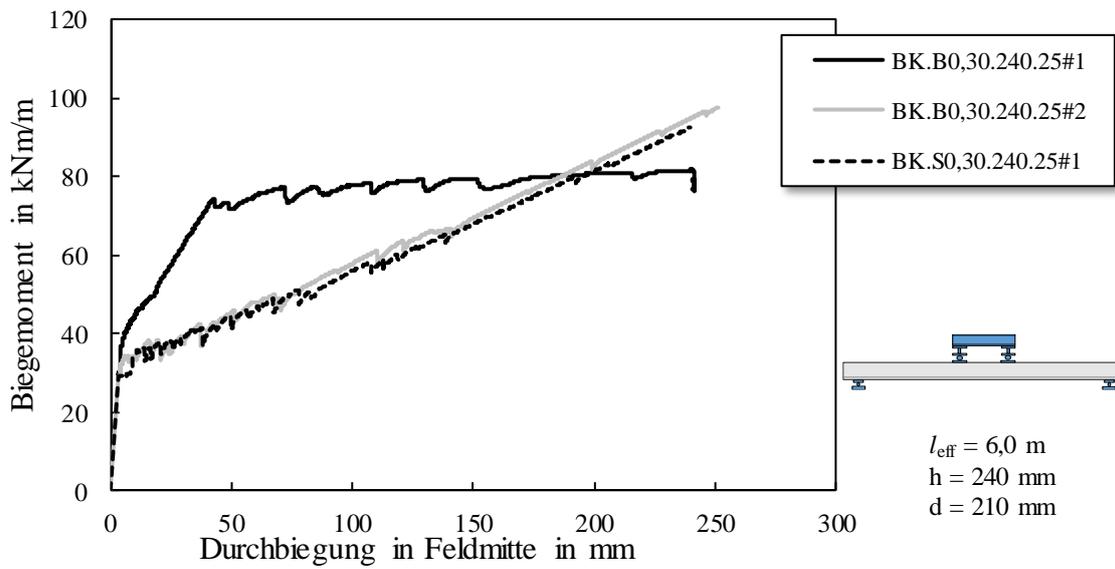


Abbildung A 16: Momenten-Verformungs-Beziehung der Versuchskörper BK.B10.0,30.240.25#1, BK.B10.0,30.240.25#2, BK.S10.0,30.240.25#1

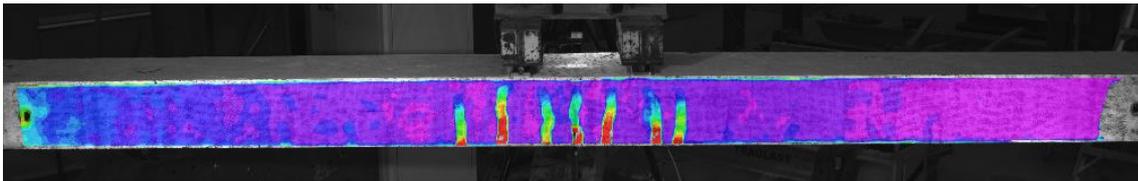


Abbildung A 17: Rissbild des Versuchskörpers BK.S10.0,30.240.25#1

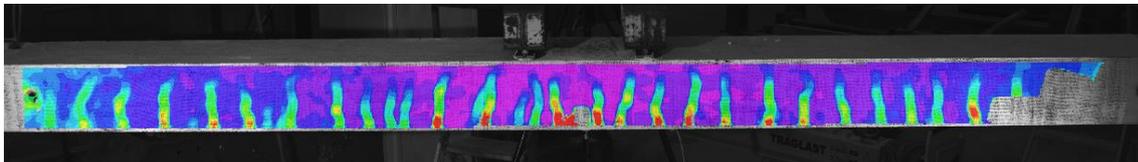


Abbildung A 18: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,30.240.25#1

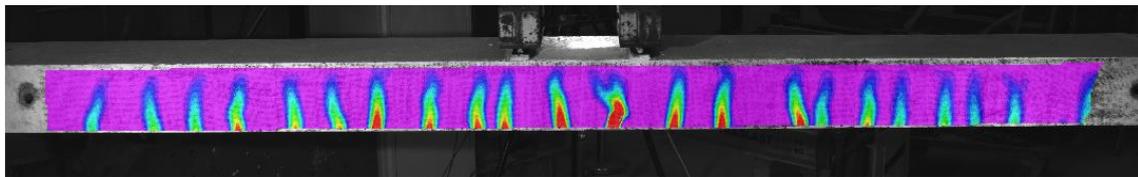


Abbildung A 19: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,30.240.25#2

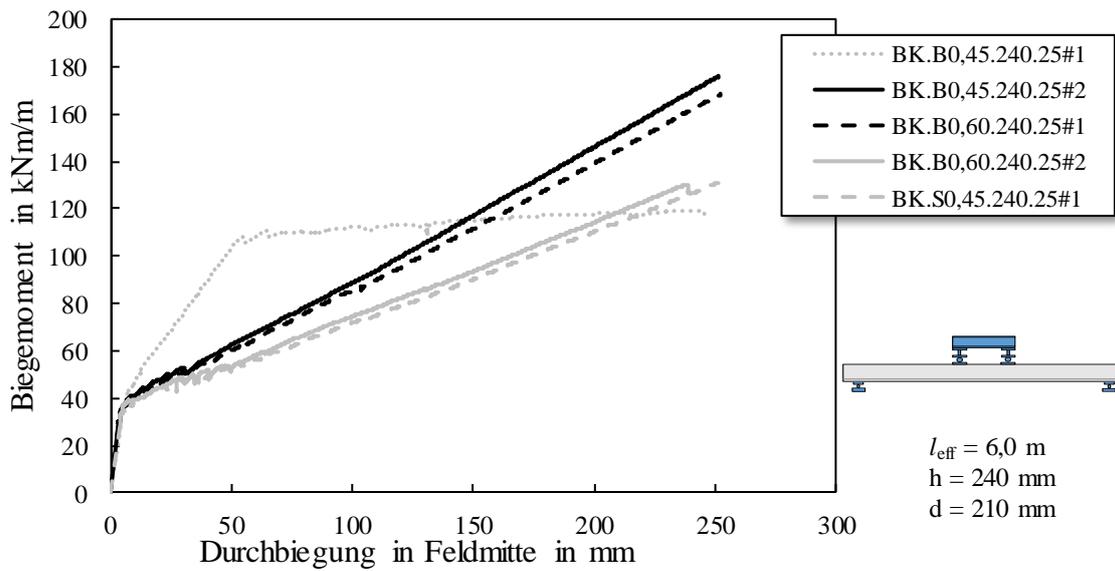


Abbildung A 20: Momenten-Verformungs-Beziehung der Versuchskörper BK.B10.0,45.240.25#1, BK.B10.0,45.240.25#2, BK.B10.0,60.240.25#1, BK.B10.0,60.240.25#2, BK.S10.0,45.240.25#1

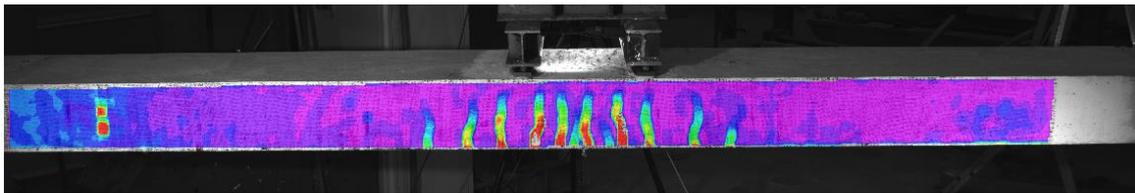


Abbildung A 21: Rissbild des Versuchskörpers BK.S10.0,45.240.25#1

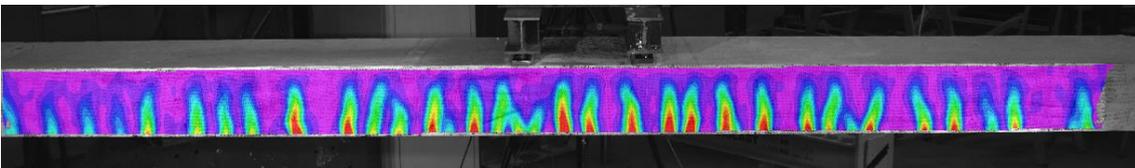


Abbildung A 22: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,45.240.25#1

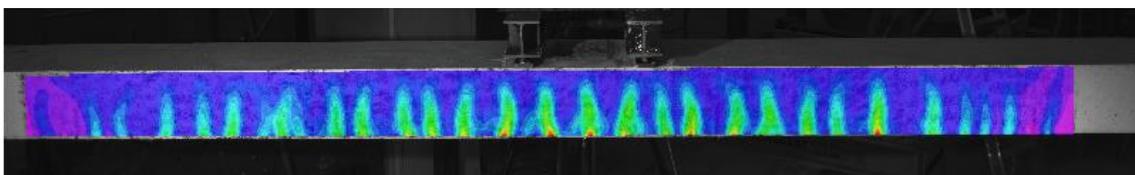


Abbildung A 23: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,45.240.25#2

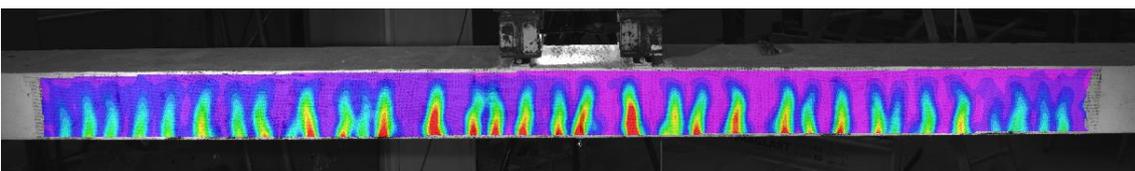


Abbildung A 24: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,60.240.25#1

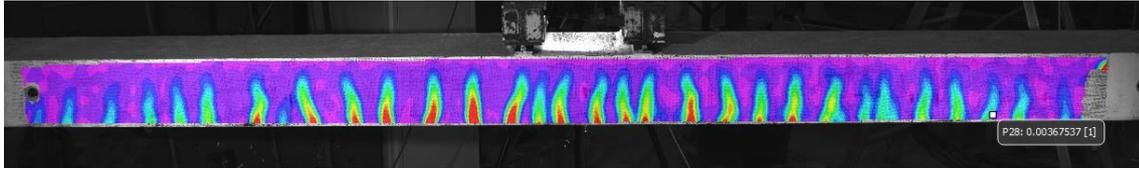


Abbildung A 25: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,60.240.25#2

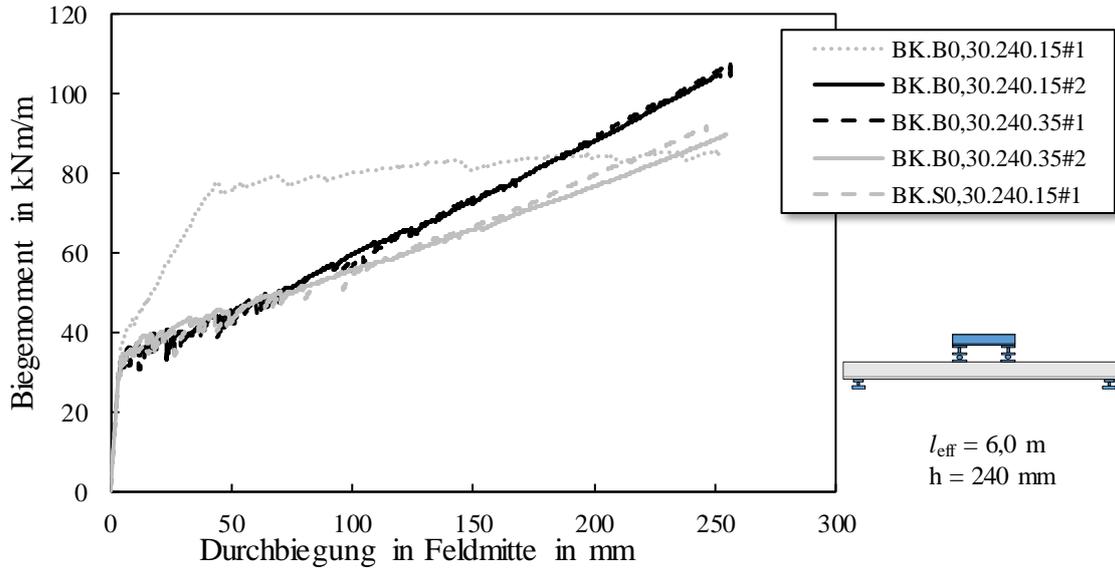


Abbildung A 26: Momenten-Verformungs-Beziehung der Versuchskörper BK.S10.0,30.240.15#1, BK.B10.0,30.240.15#1, BK.B10.0,30.240.15#2, BK.B10.0,30.240.35#1, BK.B10.0,30.240.35#2

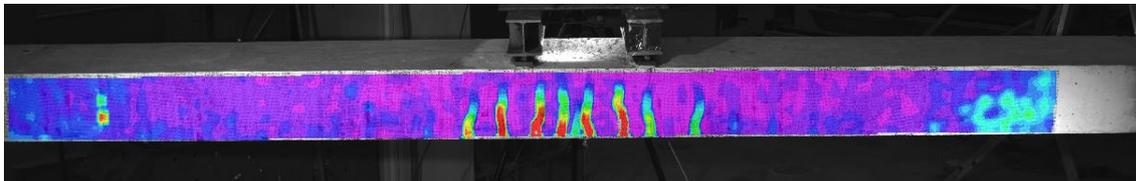


Abbildung A 27: Rissbild des Versuchskörpers BK.S10.0,30.240.15#1

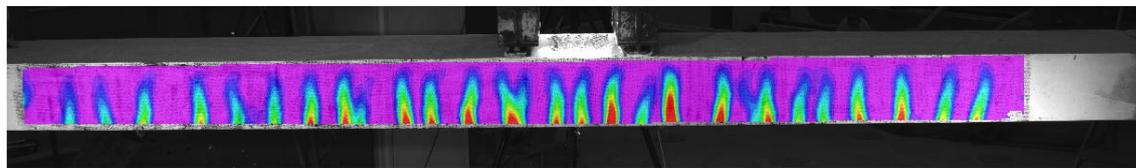


Abbildung A 28: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,30.240.15#1

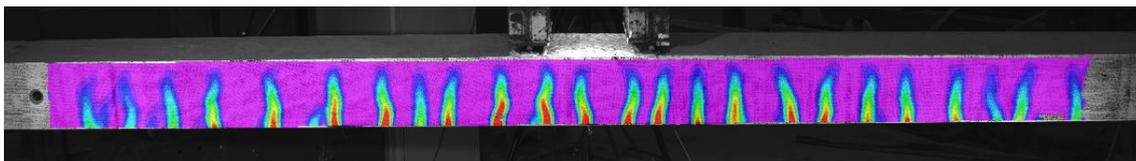


Abbildung A 29: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,30.240.15#2

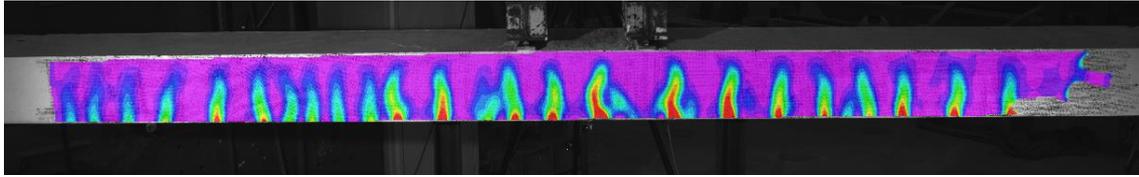


Abbildung A 30: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,30.240.35#1

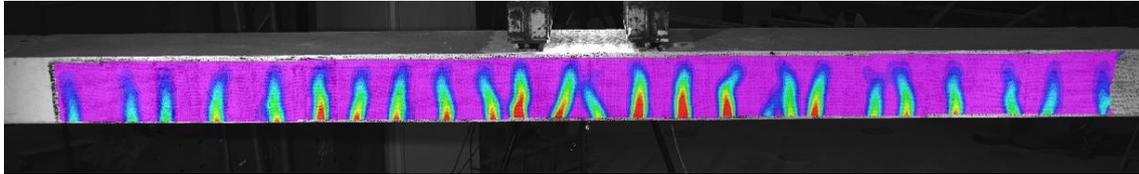


Abbildung A 31: Rissbild des Versuchskörpers BK.B10.0,30.240.35#2

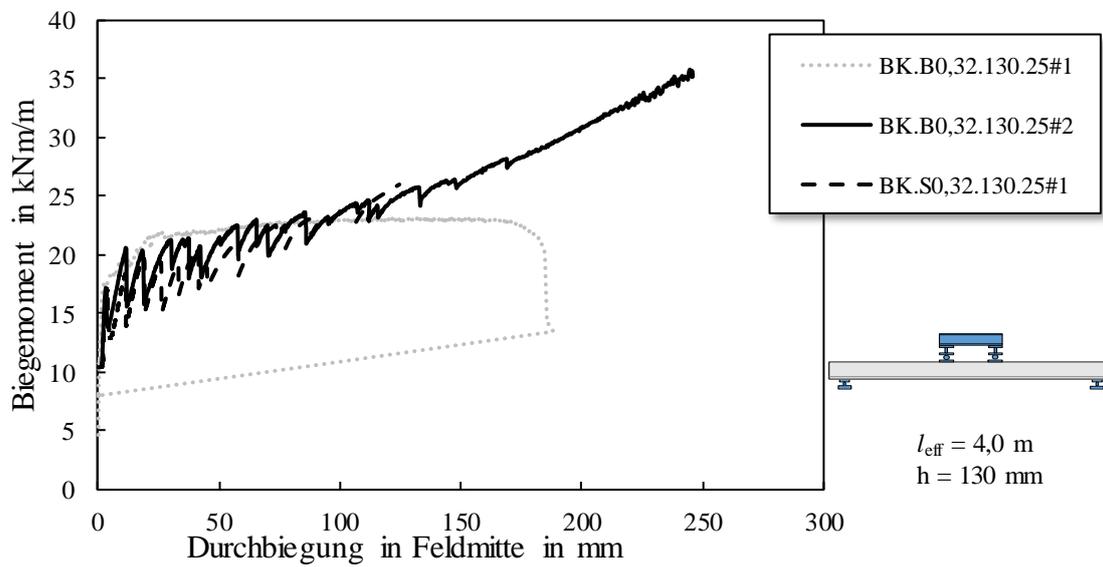


Abbildung A 32: Momenten-Verformungs-Beziehung der Versuchskörper BK.S8.0,30.130.25#1, BK.B8.0,30.130.25#1, BK.B8.0,30.130.25#2

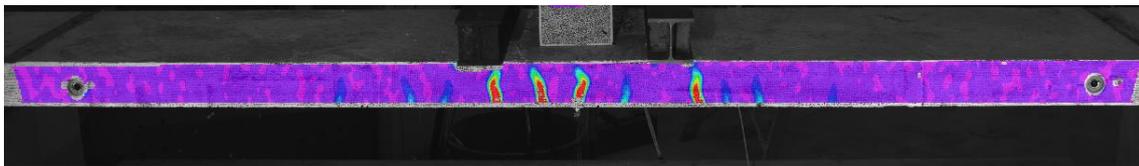


Abbildung A 33: Rissbild des Versuchskörpers BK.S8.0,30.130.25#1

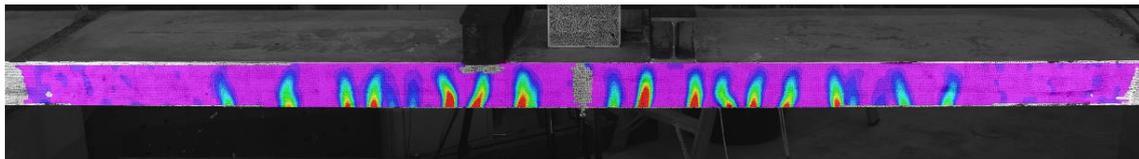
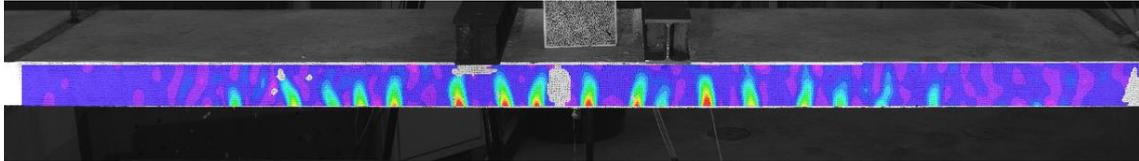


Abbildung A 34: Rissbild des Versuchskörpers BK.B8.0,30.130.25#1



**Abbildung A 35: Rissbild des Versuchskörpers BK.B8.0,30.130.25#2**

## 10.2.4 Biegeversuche am Balken bei geringer Schubschlankheit (vgl. Kapitel 6.1)

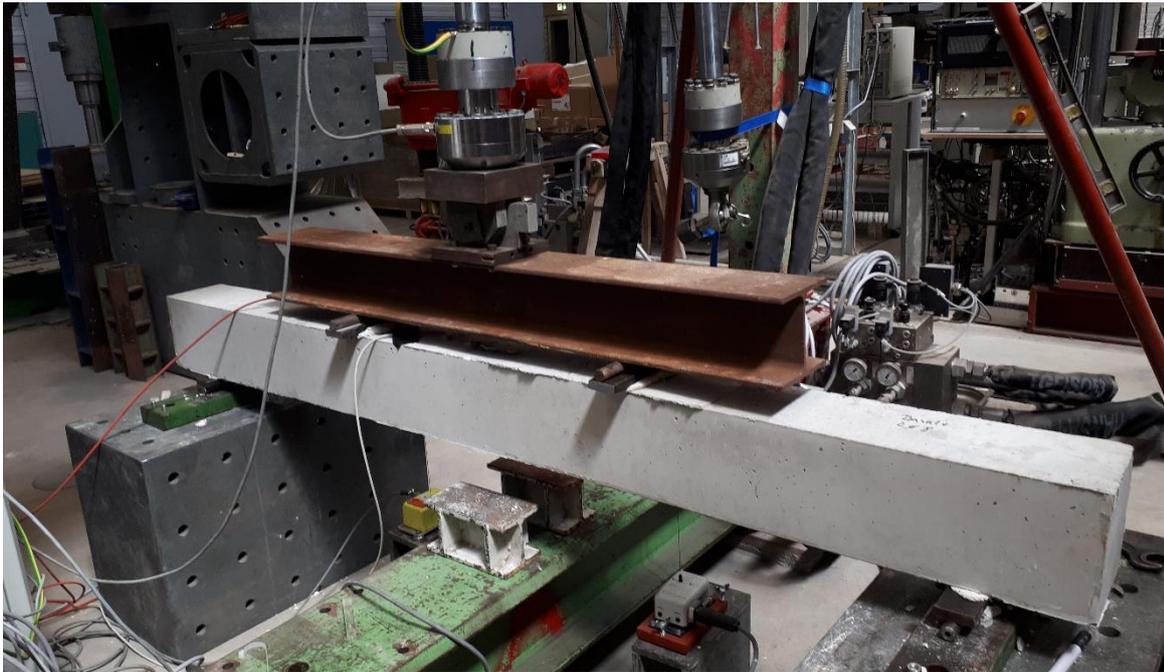


Abbildung A 36: Beispielhafter Versuchsaufbau der Biegeversuche am Balken mit geringer Schubschlankheit (Versuchskörper Q.B8.C25.0,37.3,5)

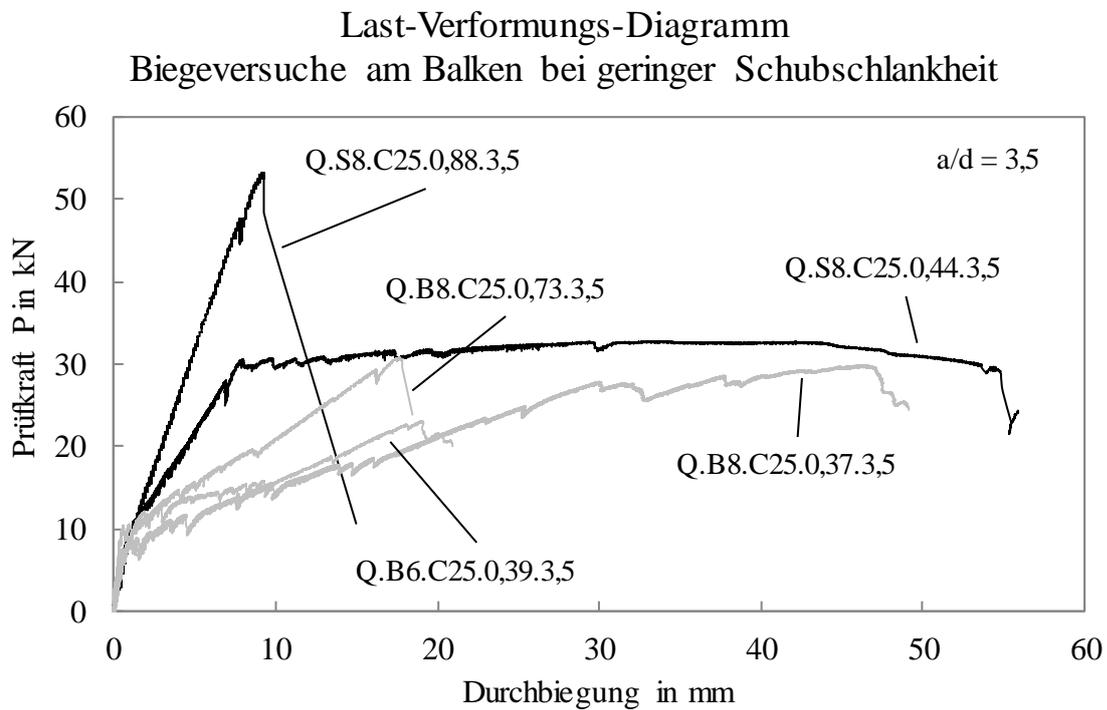
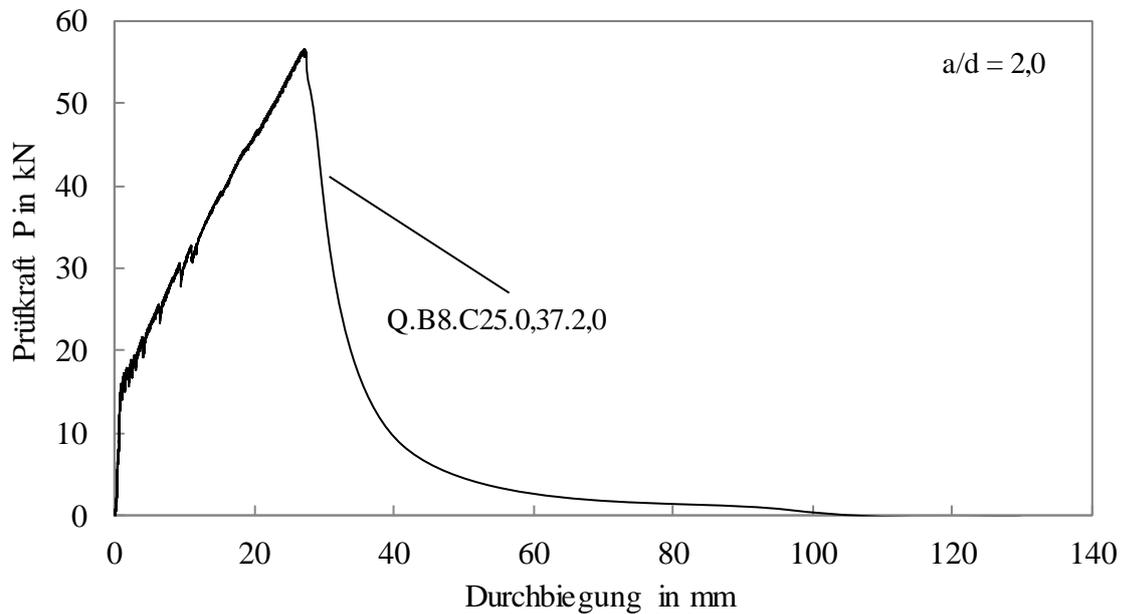


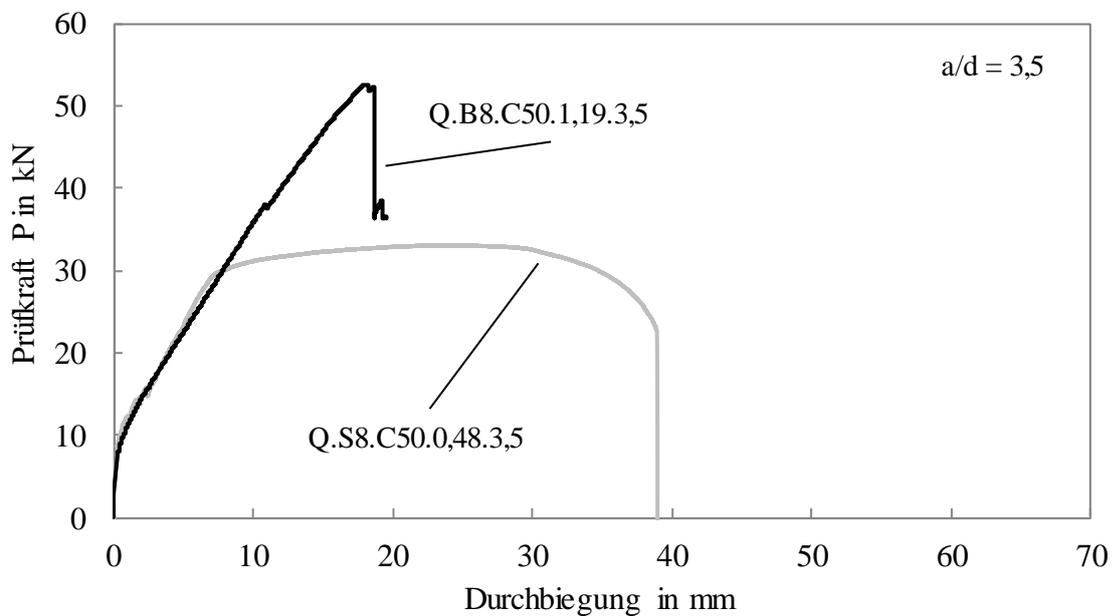
Abbildung A 37: Last-Verformungs-Diagramm der Biegeversuche am Balkenquerschnitt mit der Schubschlankheit  $a/d = 3,5$  und der Betonfestigkeitsklasse C25/30

**Last-Verformungs-Diagramm**  
**Biegeversuche am Balken bei geringer Schubschlankheit**



**Abbildung A 38:** Last-Verformungs-Diagramm der Biegeversuche am Balkenquerschnitt mit der Schubschlankheit  $a/d = 2,0$  und der Betonfestigkeitsklasse C25/30

**Last-Verformungs-Diagramm**  
**Biegeversuche am Balken bei geringer Schubschlankheit**



**Abbildung A 39:** Last-Verformungs-Diagramm der Biegeversuche am Balkenquerschnitt mit der Schubschlankheit  $a/d = 3,5$  und der Betonfestigkeitsklasse C50/60

Q.B8C25.0,37.5,0

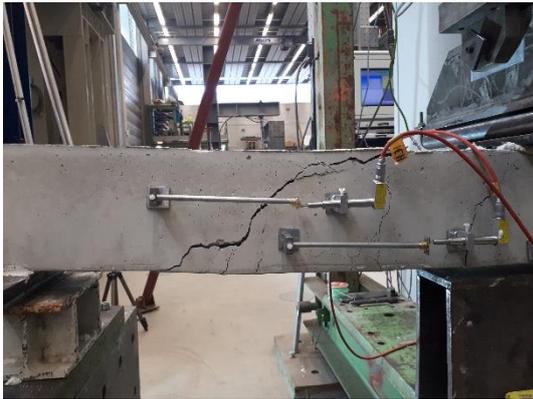


Abbildung A 40: Entwicklung des Schubrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.B8.C25.0,37.5,0) nach der Prüfung (rechts)

Q.B8C25.0,37.3,5



Abbildung A 41: Entwicklung des Schubrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.B.8C25.0,37.3,5) nach der Prüfung (rechts)

Q.B8.C25.0,37.2,0



Abbildung A 42: Entwicklung des Schubrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.B8.C25.0,37.2,0) nach der Prüfung (rechts)

Q.B6.C25.0,39.3,5



Abbildung A 43: Entwicklung des Schubrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.B6.C25.0,39.3,5) nach der Prüfung (rechts)

Q.B8.C25.0,73.3,5



Abbildung A 44: Entwicklung des Schubrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.B8.C25.0,73.3,5) nach der Prüfung (rechts)

Q.B8.C50.1,19.3,5



Abbildung A 45: Entwicklung des Schubrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.B8.C50.1,19.3,5) nach der Prüfung (rechts)

Q.S8.C25.0,44.3,5



Abbildung A 46: Entwicklung des Versagensrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.S8.C25.0,44.3,5) nach der Prüfung (rechts)

Q.S8.C25.0,89.3,5



Abbildung A 47: Entwicklung des Schubrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.S8.C25.0,89.3,5) nach der Prüfung (rechts)

Q.S8.C50.0,48.3,5



Abbildung A 48: Entwicklung des Versagensrisses unmittelbar vor dem Bauteilversagen (links) und Versuchskörper (Q.S8.C50.0,48.3,5) nach der Prüfung (rechts)