**RUHR-UNIVERSITÄT** BOCHUM
Bauingenieurwesen

RUB

Katharina Zaydowicz

# Stahlfasern ersetzen Bewehrung

## Gesteuerte Ausrichtung großer Fasermengen

Schriftenreihe des Instituts für
Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 2023-01

RUHR
UNIVERSITÄT
BOCHUM

RUB

# Stahlfasern ersetzen Bewehrung – Gesteuerte Ausrichtung großer Fasermengen

von

**Katharina Zaydowicz, M. Sc.**

**Dissertation**

zur Erlangung des Grades

**Doktor-Ingenieur (Dr.-Ing.)**

**Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften**
**Ruhr-Universität Bochum**

Bochum, Juli 2022

Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau

Herausgeber:
Geschäftsführender Direktor des
Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau
Ruhr-Universität Bochum

Heft 2023-1

**Katharina Zaydowicz**

# Stahlfasern ersetzen Bewehrung

Gesteuerte Ausrichtung großer Fasermengen

Shaker Verlag
Düren 2023

**Bibliografische Information der Deutschen Nationalbibliothek**
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie; detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über http://dnb.d-nb.de abrufbar.

Zugl.: Bochum, Univ., Diss., 2022

Copyright Shaker Verlag 2023
Alle Rechte, auch das des auszugsweisen Nachdruckes, der auszugsweisen oder vollständigen Wiedergabe, der Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen und der Übersetzung, vorbehalten.

Printed in Germany.

ISBN 978-3-8440-8935-6
ISSN 1614-4384

Shaker Verlag GmbH • Am Langen Graben 15a • 52353 Düren
Telefon: 02421 / 99 0 11 - 0 • Telefax: 02421 / 99 0 11 - 9
Internet: www.shaker.de • E-Mail: info@shaker.de

# Kurzfassung

Die Arbeit verfolgt das Ziel Betonstahl ganzheitlich durch Stahlfaserbeton zu ersetzen. Sie gliedert sich dafür in zwei Teile. Im ersten Teil werden auf der Materialebene die Stahlfasermenge für eine ausreichend hohe Tragfähigkeit maximiert und die Stahlfasern für eine größtmögliche Wirksamkeit gesteuert ausgerichtet. Dafür werden 140 $\mathrm{kg/m^3}$ Makrostahlfasern mit einer Länge von 6 cm einem eigens entwickelten hochfesten Beton zugegeben. Die Betonrezeptur wird u. a. hinsichtlich Feinkorngehalt, Sieblinie, Zementgehalt und Fließmittelzugabe für eine ausreichende Verarbeitbarkeit der Fasermenge angepasst. Die eindimensionale Ausrichtung der Stahlfasern gelingt zunächst direkt über ein neuartiges Innenschalungskonzept, welches einen Balken längs in Lamellen unterteilt, an denen sich die Fasern dann während der Betonage ausrichten. Für flächige Bauteile werden die Fasern indirekt über die Steuerung von Betonage, Herstellung und Bauteilgeometrie ausgerichtet. Bei einer horizontalen Betonage und der Begrenzung der Höhe des Bauteils richten sich Fasern automatisch in die beiden Haupttragrichtungen aus und ein Aufstellen wird verhindert. Validiert wird die Orientierung mithilfe induktiver Messmethoden. Die Tragfähigkeit des entwickelten Stahlfaserbetons wird sowohl in Vierpunkt-Biegezugversuchen nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton als auch direkt in axialen Zugversuchen an knochenförmigen Probekörpern geprüft. Für Letztere wird ein Zugversuchsstand entwickelt und qualifiziert. Für realitätsnahe Zugfestigkeiten werden die Probekörper sowohl dem Kraftfluss als auch an die Gegebenheiten in einem flächigen Bauteil angepasst. Der zweite Teil der Arbeit kombiniert die gesteuerte Ausrichtung und die hohe Nachrisszugfestigkeit von knapp 3 $\mathrm{N/mm^2}$ zu einem Bewehrungskonzept. Dafür wird der Stahlfaserbeton als 10 cm dicke Platte gefertigt. Sie ersetzt dann die oberflächennahe Biegezugbewehrung in einem Einzelfundament. Das rein stahlfaserbewehrte Fundament wird im Realmaßstab einem betonstahlbewehrten Fundament gegenübergestellt. Dabei entspricht die aufnehmbare Zugkraft des Stahlfaserbeton-Fundaments in etwa der der Betonstahlbewehrung unter Annahme von Bewehrungsfließen. Sie werden dann sowohl auf dem Niveau der Tragfähigkeit als auch auf dem Niveau der Gebrauchstauglichkeit miteinander verglichen. Es zeigen sich nahezu gleiche Tragfähigkeiten und gleichzeitig eine deutlich verbesserte Rissbildung beim Einsatz von Stahlfaserbeton.

# Vorwort

Diese Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl für Massivbau der Ruhr-Universität Bochum in den Jahren 2017 bis 2022. Sie wurde von der dortigen Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften als Dissertation angenommen.

Mein besonderer Dank gilt Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark für die großartige Möglichkeit und das Vertrauen diese Arbeit an seinem Lehrstuhl zu verfassen. Vielen herzlichen Dank für die vielen Freiheiten, Denkanstöße, Diskussionen und die stetige Förderung und Motivation. Des Weiteren gebührt ein großer Dank Prof. Dr.-Ing. Vincent Oettel und Prof. Dr.-Ing. Steffen Anders, nicht nur für die Übernahme des zweiten und dritten Gutachtens, sondern vor allem für die großartige, kollegiale Zusammenarbeit im DAfStb-Unterausschuss Stahlfaserbeton und das gemeinsame Wirken bei zahlreichen Publikationen und Datenbanken. Vielen Dank auch an Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg für das Interesse an meiner Arbeit und den Vorsitz der Prüfungskommission.

Herzlichen Dank an alle Kolleg:innen für die entspannte, freundschaftliche Atmosphäre, die Motivation und Diskussionsbereitschaft. Für die Unterstützung im experimentellen Teil der Arbeit danke ich allen Kolleg:innen der Konstruktionsteilprüfung KIBKON, ohne die die Umsetzung meiner Ideen kaum möglich gewesen wäre. Großer Dank an Dr.-Ing. Mark Alexander Ahrens für den wertvollen Austausch und die finale Durchsicht.

Vielen Dank an die BauMineral GmbH, NV Bekaert SA, Dyckerhoff GmbH, hanilo GmbH (vormals Feel Fiber GmbH) und Master Builders Solutions Deutschland GmbH für die Bereitstellung der Versuchsmaterialien und die stetige Beratung.

Zu guter Letzt bedanke ich mich bei meiner Familie, insbesondere bei meinen Eltern, die mich immer unterstützen und mich meinen eigenen Weg haben gehen lassen, meinen Freunden, stellvertretend bei Julia und Maike, die immer Verständnis dafür hatten des Öfteren auf mich verzichten zu müssen und mir immer den nötigen Rückhalt und die nötige Ablenkung boten. Ganz besonderer Dank an dich, Julian, für deine bedingungslose Unterstützung. Du bist mit mir durch alle Höhen und Tiefen gegangen und hast auch dann nicht an mir gezweifelt als ich selbst mein größter Zweifler war.

Recklinghausen, Dezember 2022 Katharina Zaydowicz (geb. Look)

Tag der Einreichung: 1. Juli 2022
Tag der mündlichen Prüfung: 7. November 2022

Gutachter: Prof. Dr.-Ing. habil. Peter Mark, Ruhr-Universität Bochum
Prof. Dr.-Ing. Vincent Oettel, Leibniz Universität Hannover
Prof. Dr.-Ing. Steffen Anders, Bergische Universität Wuppertal
Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg, Ruhr-Universität Bochum

# Inhaltsverzeichnis


**1 Einleitung** **1**

1.1 Motivation und Zielsetzung . . . . . 1

1.2 Aufbau der Arbeit . . . . . 4

**2 Ausgewählte Grundlagen des Stahlfaserbetons** **5**

2.1 Stahlfasern . . . . . 5

2.2 Tragverhalten . . . . . 6

2.2.1 Einführung . . . . . 6

2.2.2 Stahlfaserbeton unter Druckbeanspruchung . . . . . 7

2.2.3 Stahlfaserbeton unter Zug-/Biegezugbeanspruchung . . . . . 7

2.3 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten . . . . . 11

2.3.1 Faserorientierung . . . . . 11

2.3.2 Fasermenge . . . . . 12

2.3.3 Fasereigenschaften . . . . . 13

2.3.4 Schalungsgeometrie . . . . . 14

2.3.5 Betonageverfahren . . . . . 15

2.3.6 Betontechnologische Parameter . . . . . 15

2.4 DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton . . . . . 16

**3 Entwicklung hochdosierter Stahlfaserbetone und Steuerung der Faserorientierung** **21**

3.1 Einführung . . . . . 21

3.2 Eindimensionale Steuerung der Faserorientierung . . . . . 22

3.2.1 Einführung . . . . . 22

3.2.2 Kraft-Durchbiegungs-Verlauf . . . . . 24

3.2.3 Rissbilder . . . . . 27

3.2.4 Faserorientierung . . . . . 27

3.3 Materialentwicklung . . . . . 30

3.3.1 Maximierung der Stahlfasermenge . . . . . 30

3.3.2 Materialkennwerte . . . . . 32

3.3.3 Kraft-Durchbiegungs-Verlauf . . . . . 32

3.3.4 Bestimmung der Nachrisszugfestigkeit . . . . . 33

3.3.5 Rissbilder . . . . . 35

3.4 Zweidimensionale Steuerung der Faserorientierung . . . . . 36

3.4.1 Einführung . . . . . 36

3.4.2 Faserorientierung . . . . . 37

3.5 Zwischenfazit . . . . . 38

**4 Konzeptionierung und Durchführung von Zugversuchen 41**
4.1 Probekörper . . . 41
4.1.1 Einführung . . . 41
4.1.2 Konzept . . . 42
4.1.3 Herstellung . . . 44
4.2 Versuchsstand . . . 46
4.3 Messtechnik . . . 48
4.4 Versuchsdurchführung . . . 49
4.5 Ergebnisse und Diskussion . . . 50
4.5.1 Oberflächenqualität der Probekörper . . . 50
4.5.2 Rissbildung . . . 54
4.5.3 Exzentrizität der Lasteinleitung . . . 56
4.5.4 Schlupf der Probekörper . . . 57
4.5.5 Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung . . . 59
4.6 Zwischenfazit . . . 61

**5 Experimentelle Verifikation an Einzelfundamenten 63**
5.1 Einführung . . . 63
5.2 Untersuchung der Schubfuge . . . 64
5.3 Probekörper . . . 66
5.3.1 Herstellung . . . 66
5.3.2 Materialkennwerte . . . 68
5.4 Versuchsaufbau . . . 70
5.5 Messtechnik . . . 72
5.6 Ergebnisse . . . 73
5.6.1 Betonstahldehnungen . . . 73
5.6.2 Last-Verformungs-Verlauf . . . 74
5.6.3 Optische Verformungsmessung und Rissbild . . . 76
5.6.4 Laterale Bewegung der Fundamente . . . 80
5.7 Diskussion . . . 81
5.7.1 Einordnung der Traglasten . . . 81
5.7.2 Überprüfung der Rissbreite . . . 85

**6 Schlussfolgerungen und Ausblick 87**

**Literaturverzeichnis 91**

**A Ergänzende Versuchsdaten 115**
A.1 Versuchsserie M40 (Kapitel 3.2) . . . 115
A.2 Versuchsserie M80 (Kapitel 3.2) . . . 115
A.3 Versuchsserie Probemischung (Kapitel 3.3) . . . 116
A.4 Versuchsserie M140 (Kapitel 3.3) . . . 116
A.5 Versuchsserie Z (Kapitel 4) . . . 117
A.6 Versuch SFB-Fundament (Kapitel 5) . . . 121

A.7 Versuch BSt-Fundament (Kapitel 5) . . . . . 123

**B Rissbilder Zugversuche** **125**

**C Ausreißertests** **127**
C.1 Grundlagen . . . . . 127
C.2 Ausreißertest für Versuchsreihe M140 . . . . . 127
C.3 Ausreißertest für Biegebalkenversuche SFB-Fundament . . . . . 128

# 1 Einleitung

## 1.1 Motivation und Zielsetzung

Der Einsatz von Stahlfaserbeton in Deutschland blickt auf eine lange Historie zurück. Einst begonnen mit dem im Jahr 1991 veröffentlichten Merkblatt „Grundlagen zur Bemessung von Industriefußböden“ des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins e. V. (DBV) [59] und fortgesetzt mit dem DBV-Merkblatt „Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau“ [60] in 1992, wurden 2001 mit dem DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ [61] erstmals Regeln zur allgemeinen Bemessung von Bauteilen mit Stahlfaserbeton herausgegeben, die über spezifische Anwendungsfälle hinausgehen. Jedoch erst mit dem Erscheinen der Richtlinie „Stahlfaserbeton“ des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) im Jahr 2010 bzw. der Anpassung an den Eurocode 2 im Jahr 2012 und ihrer bauaufsichtlichen Einführung, ist es ohne eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) oder eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) möglich Stahlfaserbeton für tragende Bauteile zu verwenden. Auch in vielen anderen Ländern ist er mittlerweile ein normativ geregelter Baustoff (u. a. [7, 58, 76, 94, 165, 228, 254]). Sein Tragverhalten war und ist Gegenstand zahlreicher Forschungsvorhaben [36, 119, 160, 201, 238]. Zunächst vor allem im Industriefußbodenbau eingesetzt [17, 18, 33], öffnen sich dem Stahlfaserbeton heute vielseitige Anwendungsgebiete wie der Einsatz in Bodenplatten [250], Dichtbauwerken wie Rückhaltebecken oder Barrieren [99, 243], als Unterwasserbeton [101], im Hochbau bei Trägern, Decken und Wänden [128, 178, 214, 289] und im Tunnelbau als Spritzbeton [48] oder Tübbingbewehrung [34, 116, 145, 231, 257, 270, 276, 280]. Wie vielseitig Stahlfaserbeton ist, zeigt Abb. 1.1.

(a) (b) (c)

**Abbildung 1.1:** Anwendungsbeispiele von Stahlfaserbeton: (a) Oceanogràfic in Valencia (Spanien) [96]; (b) IKEA Zentrallager in Dortmund (Deutschland) [175]; (c) Metro Linie 9 in Barcelona (Spanien) [200]

Das Dach des Aquariums Oceanogràfic in Valencia (Abb. 1.1(a)) wurde als hyperbolischer Paraboloid konstruiert und aus Stahlfaserspritzbeton mit einer Stahlfasermenge von $50\,\mathrm{kg/m^3}$ in Kombination mit einer einlagigen, kreuzweise verlegten Stabstahlbewehrung $\varnothing 8-15$ hergestellt [255]. Abb. 1.1(b) zeigt Deckenbinder für das Zentrallager des Einrichtungskonzerns IKEA in Dortmund. Die insgesamt

820 Binder mit einer Länge von 22 m wurden mit einer Kombinationsbewehrung mit 40 $kg/m^3$ Stahlfasern ausgeführt [175]. Beim Bau der Metro Linie 9 in Barcelona (Abb. 1.1(c)) wurden kombinationsbewehrte Tübbings eingesetzt. Durch den Einsatz von 30 $kg/m^3$ Stahlfasern konnte die Menge an Stabstahlbewehrung von 120 $kg/m^3$ auf 54 $kg/m^3$ mehr als halbiert werden [116, 200].

Stahlfasern besitzen gegenüber Betonstahl einen großen Vorteil: Sie werden dem Frischbeton direkt in der Herstellung zugegeben. Dadurch können Bewehrungsarbeiten teilweise oder gar vollständig entfallen. Durch die gleichmäßige Verteilung der Stahlfasern in der gesamten Betonmatrix, wird ein engmaschiges Bewehrungsnetz erzeugt, das Risse überbrückt, sodass Zugkräfte über die Rissflanken hinweg übertragen werden. Es entstehen zum einen kleinere Rissbreiten und ein feineres Rissbild als bei konventioneller Betonstahlbewehrung [79]. Zum anderen wird die Tragfähigkeit durch eine zusätzliche Zugkraftkomponente vergrößert und die Duktilität erhöht.

Ist die Zugtragfähigkeit des Stahlfaserbetons ausreichend groß, d. h. zeigt er ein verfestigendes Verhalten nach Rissbildung, ist der gesamte Ersatz von Betonstahlbewehrung durch Stahlfaserbeton möglich. Bei Fasermengen von ca. 20 bis 60 $kg/m^3$ [195], wie sie heutzutage hauptsächlich eingesetzt werden, weist Stahlfaserbeton i. d. R. jedoch ein Entfestigungsverhalten nach Rissbildung auf. Dies führt dazu, dass für eine ausreichende Duktilität eine Kombination aus Stahlfaserbeton und Betonstahl nötig wird [54, 79, 97, 128, 147]. Wie auch die Beispiele in Abb.1.1 zeigen, kann also bislang auf konventionelle Bewehrung nicht verzichtet werden.

Diese Arbeit verfolgt daher genau dieses Ziel: Betonstahlbewehrung in vollem Umfang und praxistauglich durch Stahlfaserbeton zu ersetzen. Dabei sollen sowohl auf dem Niveau der Tragfähigkeit eine ausreichende Duktilität sowie Biegetragfähigkeit nachgewiesen, als auch auf den Niveau der Gebrauchstauglichkeit Rissbreiten mit denjenigen in betonstahlbewehrten Bauteilen qualitativ verglichen werden und so die Dauerhaftigkeit sichergestellt sein. Dafür sind zwei Aspekte nötig: Hohe Stahlfasermengen $> 100\,kg/m^3$ in einem hochfesten Beton und parallel zu den Zugspannungstrajektorien ausgerichtete Stahlfasern [160, 193], um eine ausreichende Zugtragfähigkeit und eine wirksame Kraftübertragung über Risse hinweg zu gewährleisten.

Mit steigender Fasermenge verschlechtern sich jedoch sowohl die Verarbeitbarkeit als auch die Pumpfähigkeit des Betons zunehmend [43, 174, 297], was den Anspruch an die Herstellung erhöht und das Mischen und Fördern auf der Baustelle nahezu unmöglich macht. Eine Anpassung der Betonrezeptur an große Fasermengen wird erforderlich, um eine reibungslose Betonage zu ermöglichen.

Wo Stabstahl gezielt in die Richtung und in Bereichen hoher (Biege-)Zugbeanspruchung gelegt werden kann, wird Stahlfaserbeton aus praktikablen Gründen im gesamten Bauteil eingesetzt. Stahlfasern liegen so meist zufällig verteilt und gerichtet auch in weniger beanspruchten und gar in gedrückten Bereichen des Querschnitts, wo sie ihr Potenzial nicht ausschöpfen können. Für eine optimal wirksame Kraftübertragung sollten Stahlfasern Risse senkrecht kreuzen [15, 25, 286]. Dafür wird das Verhalten der Makrostahlfasern (Längen ca. 2 bis 8 cm) im Frischbeton unter Anpassung der Betonage und Bauteilgeometrie so gesteuert, dass die Fasern optimal ausgerichtet werden. Konzeptionell wird der Stahlfaserbeton dafür als etwa 10 cm dicke Platte im Sinne eines Halbfertigteils (HFT) vorgefertigt (Abb. 1.2). Fasern richten sich durch die geringe Höhe automatisch zweidimensional in Richtung der Zugtrajektorien aus und ein Aufstellen der Fasern parallel zu Rissen wird verhindert. Ihre Wirksamkeit wird so maximiert. Das Halbfertigteil ersetzt dann den üblicherweise betonstahlbewehrten

Teil des Querschnitts, dort wo die Biegebeanspruchung am größten ist. Der restliche Teil wird – wie bei Stahlbetonbauteilen auch – durch weniger aufwendig herzustellenden Normalbeton vor Ort ergänzt. So ist auch bei großen Fasermengen die Wirtschaftlichkeit gegeben. Angewendet werden kann das hier entwickelte Konzept dann bspw. für Einzelfundamente, Fundament- und Deckenplatten oder Elementwände (Abb. 1.2).

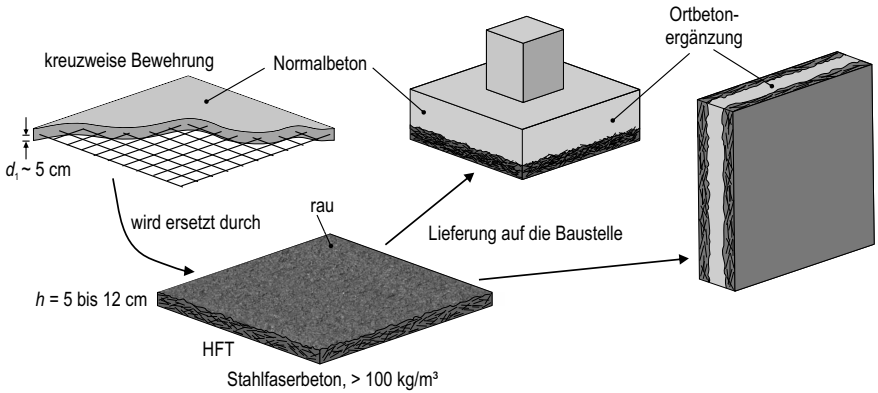



**Abbildung 1.2:** Ersatz kreuzweise verlegter Bewehrung durch vorgefertigte Stahlfaserbetonelemente als Halbfertigteil in beispielhafter Anwendung in Wänden oder Einzelfundamenten

Auf dem Weg hin zum vollständigen Ersatz von Betonstahlbewehrung durch Stahlfaserbeton, werden in der Arbeit folgende Punkte gelöst:

- Steuerung der Stahlfaserorientierung in eindimensionalen Strukturen (Balken) mithilfe eines darauf abgestimmten Innenschalungskonzepts
- Messung der Faserorientierung mithilfe einer induktiven Messmethode und Qualifizierung und Bewertung der Auswirkungen der Faserorientierung auf die Tragfähigkeit unter Variation der Stahlfasermenge im baupraktischen Bereich
- Entwicklung einer geeigneten Betonrezeptur mit weicher Konsistenz für gute Betonierbarkeit bei maximierter Stahlfasermenge und ausreichend hoher Zugtragfähigkeit nach Rissbildung
- Gesteuerte zweidimensionale Ausrichtung der Fasern in Platten durch Begrenzung der Schalungsgeometrie und Steuerung der Betonage
- Experimentelle Untersuchung des Biegetragverhaltens und Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit im Vierpunkt-Biegezugversuch
- Konzeptionierung und Durchführung von zentrischen Zugversuchen zur Ermittlung des Materialverhaltens bei uniaxialem Zug und Ausweisung der Zugtragfähigkeit nach Rissbildung
- Experimentelle Verifikation des entwickelten Bewehrungskonzepts an Einzelfundamenten

Mit dem Verzicht auf sämtliche Bewehrungsarbeiten ebnet diese Arbeit den Weg in Zukunft mit Stahlfaserbeton schneller und kostengünstiger bauen zu können.

## 1.2 Aufbau der Arbeit

Die Arbeit gliedert sich in sechs Kapitel, von denen Kapitel 1 die Thematik sowie die Zielsetzung definiert. Wesentliche Grundlagen zum Stahlfaserbeton sowie der aktuelle Stand der Technik werden in Kapitel 2 dargestellt. Dabei wird eine Einführung zum Thema Stahlfasern gegeben und auf das grundsätzliche Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Druck- sowie Zug-/Biegezugbeanspruchung eingegangen. Insbesondere wird auf die Einflussparameter des Tragverhaltens Faserorientierung, Fasermenge, Fasereigenschaften wie Schlankheit und Zugfestigkeit, Schalungsgeometrie, Betonageverfahren und betontechnologische Eigenschaften wie Größtkorndurchmesser und Leimgehalt eingegangen. Diese Grundlagen werden dann um die wesentlichen Punkte der in Deutschland gültigen Richtlinie Stahlfaserbeton des DAfStb erweitert. In Kapitel 3 wird zunächst der Einfluss einer gesteuerten Faserorientierung auf die Tragfähigkeit und die Streuung des Materialverhaltens in eindimensionalen Strukturen (Balken) unter Variation praxistypischer Fasermengen untersucht. Basis hierfür ist die Entwicklung eines neuartigen Innenschalungskonzepts zur eindimensionalen Ausrichtung der Stahlfasern. Validiert wird die Faserorientierung mithilfe induktiver Messtechnik. Aufbauend darauf erfolgt die Entwicklung und Qualifizierung einer Stahlfaserbetonrezeptur für die Anwendung als alleinige Bewehrung in flächigen Bauteilen. Anschließend wird die Tragfähigkeit dieser Stahlfaserbetonrezeptur in Vierpunkt-Biegezugversuchen validiert. Zur Überprüfung der zweidimensionalen Faserorientierung in dünnen, plattenartigen Bauteilen werden kleinformatige Platten ähnlich der Geometrie des Halbfertigteils hergestellt und mithilfe induktiver Messtechnik untersucht. Für eine realitätsnahe direkte Ermittlung der uniaxialen Zugtragfähigkeit werden in Kapitel 4 zentrische Zugversuche an speziellen knochenförmigen Probekörpern konzeptioniert und durchgeführt. Dafür wird eigens ein Versuchsstand entworfen und qualifiziert. Die Probekörpergeometrie und Herstellungsbedingungen werden an die Erfordernisse eines Halbfertigteils angepasst. Kapitel 5 verifiziert die Eignung des zuvor entwickelten Bewehrungskonzepts am Beispiel eines gedrungenen Einzelfundaments. Die untere Biegezugbewehrung eines konventionell bewehrten Fundaments wird dabei durch ein Halbfertigteil aus Stahlfaserbeton ersetzt und hinsichtlich erreichbarer Leistungsfähigkeit beurteilt. Sowohl für das betonstahl- als auch das stahlfaserbewehrte Fundament werden Biegezugtragfähigkeiten ausgewiesen, verglichen und bewertet sowie rechnerische Rissbreiten ermittelt und qualitativ gegenübergestellt. Die Diskussion der Ergebnisse führt zu den Schlussfolgerungen und dem Ausblick in Kapitel 6.

# 2 Ausgewählte Grundlagen des Stahlfaserbetons

## 2.1 Stahlfasern

Stahlfasern werden aus Draht hergestellt und während der Frischbetonherstellung direkt in den Mischer zugegeben. Sie verteilen sich so gleichmäßig in der gesamten Betonmatrix. Ihre Länge $l_f$ variiert zwischen 10 und 80 mm [161]. Ihr Durchmesser $d_f$ weist Abmessungen von ca. 0,1 bis 1,2 mm auf. Um Eigenverformungen während des Herstellungsprozesses zu vermeiden, besitzen sie Schlankheiten ($\lambda = l_f/d_f$) zwischen 40 und 80. Sie werden hinsichtlich ihrer Länge in Mikro- und Makrofasern eingeteilt. Fasern mit einer Länge kleiner als 30 mm werden als Mikrofasern bezeichnet [160]. Sie besitzen eine gerade Form mit Durchmessern von 0,1 bis 0,2 mm [160] und überbrücken Mikrorisse, werden dem Normalbeton deshalb häufig konstruktiv oder zur Duktilitätssteigerung von hoch- bzw. ultrahochfesten Beton (UHFB) zugegeben [231, 232]. Die Mengen liegen hier bei bis zu 250 kg/m$^3$ [107, 245, 278]. Übliche Mengen für Makrofasern in Normalbetonen liegen zwischen 30 und maximal 60 kg/m$^3$ [161, 195]. Sie werden als statisch wirksame Bewehrung in Kombination mit Betonstahl – als stahlfaserverstärkter Stahlbeton bezeichnet – oder als alleinige Bewehrung – als Stahlfaserbeton bezeichnet – eingesetzt. Sie sind zwischen 50 und 60 mm lang und besitzen Durchmesser von bis zu 1,2 mm. Dabei überbrücken sie Makrorisse und übertragen Zugkräfte über die Rissflanken hinweg (Abb. 2.1(a)). Um statisch im Beton wirken zu können, benötigen sie i. d. R. eine Endverankerung [58].

(a) (b)

**Abbildung 2.1:** (a) Rissüberbrückende Wirkung von Makrostahlfasern im Riss; (b) Typische Makrostahlfasern mit Endverankerungen [196]

Abb. 2.1(b) zeigt Beispiele dafür. Sie werden als Haken, (mehrfache) Endaufbiegungen, Kröpfungen oder mit eingestanzten Vertiefungen ausgeführt. Abb. 2.1(a) zeigt die rissvernadelnde Wirkung der Stahlfasern auf der Unterseite eines im Vierpunkt-Biegezugversuch getesteten Balkens, der ausschließlich mit Stahlfasern bewehrt ist.

Die hier beschriebenen Stahlfasern entsprechen den heute verfügbaren Produkten. Zukünftige Änderungen bzgl. der Abmessungen und der Ausführung sind zu erwarten.

In Deutschland ist die Bemessung und Konstruktion von Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [58] geregelt. Sie ist in allen Bundesländern bauaufsichtlich eingeführt, besitzt also Normencharakter. Ausgewählte Kapitel der Richtlinie werden in Abschnitt 2.4 erläutert. Erwähnt sei auch der *fib* Model Code 2010 [165]. Auch er enthält Regelungen für die Bemessung mit Stahlfaserbeton. In der Eurocode-Generation 2022 wird die Bemessung mit Stahlfaserbeton in einem eigenen (informativen) Anhang (Annex L) behandelt [82].

## 2.2 Tragverhalten

### 2.2.1 Einführung

Kennzeichnend für das Tragverhalten von Stahlfaserbeton ist die Kraftübertragung der Stahlfasern über entstehende Rissufer hinweg. Sie behindern dadurch die Rissfortpflanzung und erhöhen sowohl Tragfähigkeit als auch Duktilität [212, 279]. Stahlfasern wirken im Beton erst nach Rissbildung, sodass ihre Tragfähigkeit im Zustand I vernachlässigt wird [119, 161, 201]. Nach Erreichen der Erstrisslast wird in zwei wesentliche Versagensmechanismen unterschieden. Zum einen kann ein duktiles Bauteilversagen durch ein kontinuierliches Herausziehen der Faser aus der Betonmatrix sichergestellt werden. Durch die Aktivierung von Reibung, Adhäsion und Formverbund wird dabei die Faser beim Herausziehen geglättet [5, 138, 218, 236]. Endverankerungen, die zusätzliche Umlenkkräfte erzeugen, erhöhen zudem die Tragfähigkeit [236]. Die Zugfestigkeit dieser Fasern liegt zwischen 1000 und $1500\,\mathrm{N/mm^2}$ [195]. Sind Fasereigenschaften, wie Zugfestigkeit und Verankerungsform, nicht auf die Betonfestigkeit abgestimmt, kann es zu einem spröden Faserreißen kommen, da die Fasern in der Betonmatrix aufgrund einer zu hohen Betonfestigkeit starr verankert bleiben. Sobald dann die Faserzugfestigkeit erreicht ist, reißen die Fasern [55, 127]. Ist die Betonfestigkeit im Vergleich zur Faserzugfestigkeit zu gering, können die während des Glättens der Faser entstehenden Umlenkkräfte an den Verankerungspunkten nicht aufgenommen werden [5]. Es kommt zu Abplatzungen und zu einem plötzlichen Abfall im Kraft-Verformungs-Verlauf [196, 230].

Zum anderen können besonders dehnfähige Fasern allein durch ihre hohe Dehnsteifigkeit ein duktiles Versagen sicherstellen. Die gesamte elastische Dehnung im Riss wird dann allein durch die Faser aufgenommen. Ihre Zugfestigkeit liegt bei bis zu $2500\,\mathrm{N/mm^2}$ [196].

Die Wirkung von Stahlfasern hängt von sich gegenseitig beeinflussenden Parametern ab und unterscheidet sich für Druck- und Zug-/Biegezugbeanspruchung. Im Folgenden werden das mechanische Tragverhalten von Stahlfaserbeton und die relevanten Einflussparameter zusammengefasst. Dabei wird hauptsächlich der Einsatz von Makrostahlfasern thematisiert, da sie statisch wirken und daher dazu in der Lage sind, Bewehrung zu ersetzen.

### 2.2.2 Stahlfaserbeton unter Druckbeanspruchung

Im Allgemeinen wird der Einfluss der Stahlfasern auf die Größe der Druckfestigkeit und den Elastizitätsmodul (E-Modul) rechnerisch vernachlässigt [1, 58, 103, 161, 220]. Dennoch ist der Einfluss der Stahlfasern auf die Druckfestigkeit von Beton Gegenstand zahlreicher Forschungsvorhaben (u. a. [49, 53, 78, 239, 304]) und wird teils kontrovers diskutiert. Wie in Abb. 2.2(a) zu erkennen, erhöhen Stahlfasern mit steigender Dosierung die Duktilität im Nachbruchbereich [118]. Der für einen Druckversuch an Würfeln typische sanduhrförmige Ausbruch – bedingt durch die Behinderung der Querdehnungen an den Druckplatten – wird von den Fasern verhindert (Abb. 2.2(b)). Die aufgrund von Querzugspannungen auftretenden Risse parallel zur Drucklastrichtung werden durch diese überbrückt, sodass es neben einer geringfügigen Erhöhung der Stauchungen bei Erreichen der maximalen Druckfestigkeit zu einem deutlich duktileren Nachbruchverhalten kommt [103, 220].

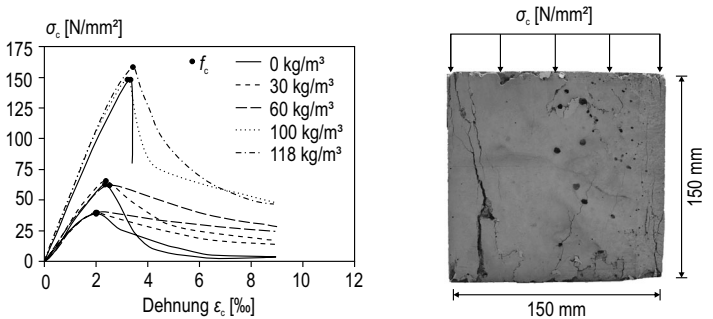



**Abbildung 2.2:** Verhalten von Stahlfaserbeton unter Druckbeanspruchung: (a) Einfluss der Stahlfasermenge auf das Nachbruchverhalten unter Druckbeanspruchung unter Variation der Stahlfasermenge und der Druckfestigkeit [196, 221, 227, 264]; (b) Würfelprobe der Kantenlänge 150 mm nach dem Druckversuch

Praktisch wird dies vor allem für hochfeste ($50 < f_c \leq 100\,\mathrm{N/mm^2}$) bzw. ultrahochfeste Betone ($f_c > 150\,\mathrm{N/mm^2}$) genutzt, um das explosionsartige Druckversagen zu verhindern [112, 184, 185, 221, 278]. Der Einfluss einer steigenden Fasermenge wirkt sich jedoch im Gegensatz zu stahlfaserbewehrtem Normalbeton nur noch unterproportional auf das Nachbruchverhalten aus (Abb. 2.2(a)).

### 2.2.3 Stahlfaserbeton unter Zug-/Biegezugbeanspruchung

Die Ermittlung der Zugfestigkeit von Stahlfaserbeton erfolgt über Biegezugversuche, weshalb hier Zug- und Biegezugbeanspruchungen in einem gemeinsamen Kapitel behandelt werden.

Das Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Biegung ähnelt bis zum Erstriss dem von Normalbeton und stellt sich näherungsweise linear-elastisch dar. Übersteigt die Kraft die korrespondierende Biegezugfestigkeit $f_{ct,fl}$ (Abb. 2.3), wird in Abhängigkeit des Kurvenverlaufs im Nachbruchbereich in über- und unterkritisches Tragverhalten unterschieden [160, 297].

Kann die Last weiter gesteigert werden – die Last-Verformungs-Kurve steigt über die Erstrisslast hinaus an – wird das Tragverhalten als *überkritisch* bezeichnet (Abb. 2.3, Kurven a). Es entstehen meist verzweigte Mehrfachrisse, bis ein maßgebender Makroriss das Versagen ankündigt (Abb. 2.3, Detail A, links). In diesem Fall darf ein Bauteil gänzlich ohne Betonstahlbewehrung, nur mit Stahlfasern, ausgeführt werden [58]. Für praxistypische Stahlfasermengen $< 40\,\mathrm{kg/m^3}$ ist ein überkritisches Verhalten i. d. R. jedoch nicht erreichbar [195]. Fällt die Last-Verformungs-Kurve nach dem Erstriss ab, handelt es sich hingegen um ein *unterkritisches* Tragverhalten (Abb. 2.3, Kurven b). Typisch sind hier Einzelrissbildungen wie im Detailbild (Abb. 2.3, Detail A, rechts) zu erkennen. Die Duktilität kann hier nicht ausschließlich durch Stahlfasern sichergestellt werden. Systemredundanzen müssen vorhanden sein, um auf Betonstahlbewehrung verzichten zu können. Sie können den Umlagerungspotenzialen statisch unbestimmter Systeme, einer Kombination mit Betonstahlbewehrung oder einer ständig wirkenden äußeren Drucknormalkraft entspringen [58].

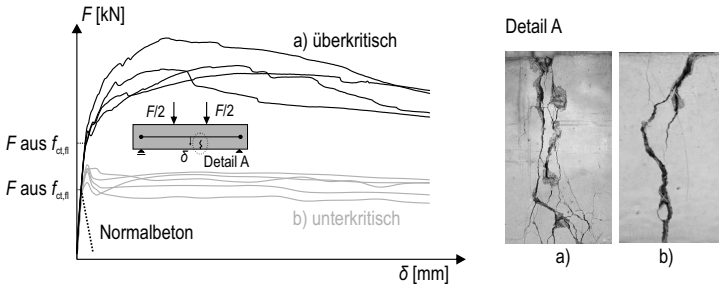



**Abbildung 2.3:** Vergleich von unterkritischem und überkritischem Tragverhalten von Stahlfaserbeton mit dem eines Normalbetons unter Biegung sowie exemplarisch die Rissbildung auf der Unterseite eines Biegebalkens

Vielfach statisch unbestimmt gelagerte Systeme, wie Tübbings oder erdgebettete Bauteile, werden daher bevorzugt mit Stahlfaserbeton – als alleinige Bewehrung oder in Kombination mit Betonstahl – ausgeführt [18, 33, 55, 80, 98, 129, 130, 215].

Während Normalbeton unter Biegebeanspruchung mit Erreichen der Biegezugfestigkeit spröde versagt (gepunktete Linie, Abb. 2.3), verbleibt für Stahlfaserbeton eine residuale Biegetragfähigkeit nach Rissbildung.

Die sogenannte *kritische Fasermenge*, ab der ein überkritisches Nachbruchverhalten auftritt, hängt von Faktoren wie dem statischen System und der Belastungsart ab und kann daher nicht pauschal angegeben werden [160]. Aufgrund der geringeren Lastumlagerungsfähigkeit ist sie im zentrischen Zugversuch größer als im Biege- oder Plattenversuch [85, 118, 120]. Nichtsdestotrotz existieren Ansätze zur Berechnung der kritischen Fasermenge, die meist in Abhängigkeit der Verbundspannung zwischen Faser und Beton, der Faserorientierung, der Zugfestigkeit der reinen Betonmatrix und der Fasergeometrie empirisch ermittelt wird [132, 162, 189, 212, 218]. Durch die individuelle Gewichtung verschiedener Parameter liefern sie jedoch teils stark divergierende Ergebnisse.

Da sich das Tragverhalten von Normal- und Stahlfaserbeton erst nach dem Überschreiten der Erstrisslast signifikant voneinander unterscheidet, bezeichnet man den maßgebenden Materialparameter

von Stahlfaserbeton als *Nachrisszugfestigkeit*. Diese wird meist indirekt aus der Nachrissbiegezugfestigkeit über Vierpunkt- oder Dreipunkt-Biegezugversuche ermittelt, wobei Letztere meist mit einer Kerbe ausgeführt werden [6, 11, 58, 64, 94, 165, 228, 235]. International wird der Dreipunkt-Biegezugversuch nach DIN EN 14651 [64] favorisiert (Abb. 2.4, rechts). In der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton ist der Vierpunkt-Biegezugversuch verankert (Abb. 2.4, links).

An den Schalseiten tritt eine in Balkenlängsrichtung eindimensionale Faserorientierung (*Randeffekt*, Abschnitt 2.3.4) auf, die durch eine Kerbe an der Unterseite beim Dreipunkt-Biegezugversuch eliminiert wird (Abb. 2.4) und Nachrissbiegezugfestigkeiten tendenziell mehr streuen lässt als im Vierpunkt-Biegezugversuch [150]. Der Rissort wird hier durch die Kerbe vorbestimmt. Der Riss im ungekerbten Vierpunkt-Biegezugversuch bildet sich an der schwächsten Stelle in dem Bereich der konstanten Momentenbeanspruchung zwischen den Lasteinleitungspunkten aus (Abb. 2.4), die Streuung im Materialverhalten wird dadurch geringer, da der Probekörper an seiner schwächsten Querschnittsstelle versagen kann. Streuungserhöhend wirkt sich dann eine zur Mitte des Längssystems exzentrische Rissbildung aus, da die Durchbiegung dort nicht mit der von der Messtechnik erfassten Mittendurchbiegung $\delta$ übereinstimmt (Abb. 2.4) [9, 150, 300]. Eine Korrektur der Durchbiegung um diesen Versatz kann Streuungen reduzieren [9, 196].

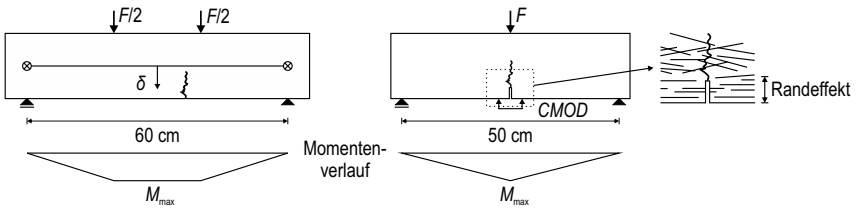



**Abbildung 2.4:** Versuchsaufbau und Momentenverlauf des Vierpunkt- (links) und Dreipunkt-Biegezugversuchs (rechts) mit je exemplarischer Rissbildung sowie Faserorientierung im Bereich der Kerbe für den Dreipunkt-Biegezugversuch

Für die Bemessung von Stahlfaserbetonbauteilen werden aus den gewonnenen Kraft-Verformungs-Beziehungen der Versuche Spannungs-Dehnungs-Beziehungen abgeleitet (z. B. [13, 14, 50, 121, 123, 148, 149, 152, 224]). Für den Dreipunkt-Biegezugversuch sind das Rissöffnungen *CMOD* (Crack Mouth Opening Displacements) und für den Vierpunkt-Biegezugversuch Mittendurchbiegungen $\delta$ (Abb. 2.4).

Die Überführung von Nachrissbiegezugfestigkeiten aus dem Vierpunkt- oder Dreipunkt-Biegezugversuch in zentrische Nachrisszugfestigkeiten gelingt über konstante Umrechnungsfaktoren [58, 267]. Deren Kalibrierung basiert auf stark vereinfachten Annahmen wie einem entfestigendem Nachbruchverhalten unter Biegebelastung und der Vernachlässigung des Einflusses der Nachrisszugfestigkeit auf die Druckzonenhöhe [196]. Ebenso hängen die Umrechnungsfaktoren stark von der über den gerissenen Querschnittsteil angenommenen Spannungsverteilung sowie der Druckzonenhöhe ab [196, 266, 267]. Diese nimmt mit wachsender Verformung ab, sodass sich Umrechnungsfaktoren für kleine und große Verformungen im Nachbruchbereich unterscheiden. Die in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton verankerten Umrechnungsfaktoren werden als $\beta$-Faktoren bezeichnet und werden in Abschnitt 2.4 erläutert.

Zur Ableitung von rechnerischen Dehnungswerten werden Rissöffnungen $w$ bzw. *CMOD* durch Verschmieren über eine charakteristische Länge $l_{cs} = 140\,\text{mm}$ in Zugranddehnungen $\varepsilon_{ct} = w/l_{cs}$ transformiert. Für die gegebene Balkengeometrie im Vierpunkt-Biegezugversuch besteht näherungsweise eine Proportionalität der Durchbiegung $\delta$ zur Rissöffnung $w$ mit $w \approx 0{,}9 \cdot \delta$ [55]. Für detaillierte Ausführungen zur Überführung der Kraft-Verformungs-Beziehung in eine Spannungs-Dehnungs-Beziehung sei u. a. auf [55, 151, 196, 267] verwiesen.

Die zweite experimentelle Möglichkeit zur Ermittlung der Materialkennwerte ist die direkte Ermittlung des Zugspannungs-Rissöffnungs-Verlaufs über zentrische Zugversuche [8, 109, 140, 168, 187, 205, 213, 227, 282, 299]. Abb. 2.5 zeigt exemplarisch drei verschiedene Aufbauten von Zugversuchen an Stahlfaserbeton, unterschiedliche Probekörpergeometrien und Messtechniken zur Erfassung der Rissöffnung. Zur einfacheren Risserfassung wird ähnlich zum Dreipunkt-Biegezugversuch häufig eine umlaufende Kerbe in den Probekörper geschlitzt (Abb. 2.5(c)) [4, 186, 292]. So wird der Ort der Rissöffnung erzwungen. Sie spiegeln somit das reale Bauteilverhalten, welches i. d. R. durch Versagen an der schwächsten Querschnittsstelle gekennzeichnet ist, nicht wider. Die gemessene Nachrisszugfestigkeit kann also zu groß gemessen werden, sodass sich die Streuung im Tragverhalten erhöht [141, 150, 205, 227]. Aufgrund der Kerbspannungen ist eine direkte Messung der zentrischen Zugfestigkeit nicht möglich [227, 299]. Umgangen werden kann dies durch die Wahl einer Knochenform, die eine konstante Messlänge definiert, über die die Querschnittsfläche und somit die Zugspannungen konstant sind (Abb. 2.5(a)) [163, 213].

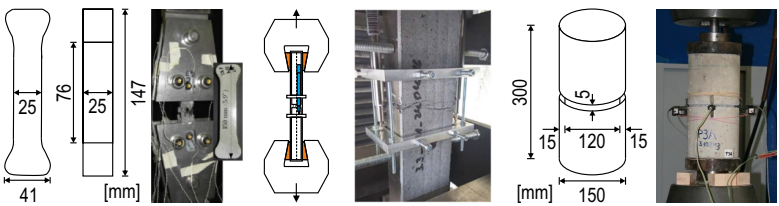



**Abbildung 2.5:** Beispiele für Zugversuche an Stahlfaserbeton: (a) Nach WILLE et al. [299]; (b) Nach LEUTBECHER et al. [186]; (c) Nach TIPKA et al. [282]

Spannungskonzentrationen an Ecken und Rundungen der Verjüngung führen jedoch zu einem unerwünschten Versagen außerhalb der konstanten Querschnittsfläche abseits des mit Messtechnik überwachten Bereichs und somit zu einer nicht erfassten Rissöffnung. Durch Anbringen von umlaufenden Stahllaschen kann der Ort der Rissöffnung aufgezwungen werden und dem so entgegengewirkt werden (Abb. 2.5(b)) [184]. Geschalte Probekörper [127], die in ihren minimalen Abmessungen die Länge der verwendeten Stahlfasern unterschreiten, erhöhen aufgrund der eindimensionalen Faserorientierung in Richtung der Zugspannungen durch den Randeffekt (Abschnitt 2.3.4) künstlich Nachrisszugfestigkeiten, was zu einer unsicheren Bemessung des Bauteils führt. Eine mögliche Lösung ist das Herausschneiden oder -bohren eines Probekörpers aus einem realmaßstäblichen Bauteil, in dem die Faserorientierung a priori bekannt ist [156, 188, 206]. Jedoch sind dann meist nur geradlinige Formen wie Quader oder Zylinder möglich, die, sofern ungekerbt, keine definierte Messlänge besitzen und

dadurch das Messen der Rissöffnung erschweren (Abb. 2.5(c)).

Neben den Anforderungen an die Geometrie des Probekörpers, stellen zentrische Zugversuche hohe Anforderungen an die Versuchseinrichtung. So muss eine zentrische Lasteinleitung ohne die Einleitung von Zwang oder Biegeeffekten, bspw. durch eine gelenkige Lagerung, gewährleistet werden. Mit dem Erstriss, der aufgrund der Inhomogenität des Stahlfaserbetons und der Verteilung und Orientierung der Fasern meist einseitig aufgeht, wird dann jedoch zwangsläufig Biegung in den Probekörper eingeleitet, sodass die Messung der Rissöffnung verfälscht wird [227]. Jede Einspannung des Probekörpers verursacht Zwänge und kann die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung noch vor der eigentlichen Rissbildung beeinflussen und ebenso Biegung hervorrufen.

Die Verbindung des Probekörpers mit der Lasteinleitungskonstruktion wird häufig über Klebepunkte realisiert (Abb. 2.5(c)) [22]. Klebestellen sind sorgsam auszuführen. Vor allem hochfester und ultrahochfester Beton kann so nur schwierig in die Prüfmaschine appliziert werden, da statt des Betons, häufig der Kleber als die schwächste Stelle versagt [22, 140, 219, 298].

Ein zentrischer Zugversuch für Stahlfaserbeton wurde von der RILEM (International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures) in den im Jahr 2001 veröffentlichten Empfehlungen der Arbeitsgruppe „TC 162-TDF: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete“ genormt [234]. Zentrische Zugversuche sind in ihrer Durchführung mit deutlich höherem Aufwand und Kosten verbunden als die indirekte Variante des Biegezugversuchs [287], sodass in nationalen und internationalen Normen meist Biegezugversuche verankert sind.

Weitere nicht genormte Versuchsaufbauten zur Ableitung der Nachrisszugfestigkeit sind bspw. der sogenannte *Barcelona Test* [23, 24, 81, 95, 216] als runder Plattenversuch oder Spaltzugversuche [3, 38, 280].

Darüber hinaus existieren zur Ableitung der Nachrissbiegezugfestigkeit aus der Fasermenge und den Eigenschaften der verwendeten Stahlfaser und des Betons empirische Formeln [100, 102, 225, 226, 275] als auch statistische Ansätze, die auf der Auswertung von Versuchsdatenbanken beruhen [195].

## 2.3 Einflussfaktoren auf das Tragverhalten

### 2.3.1 Faserorientierung

Das Tragverhalten von Stahlfaserbeton hängt u. a. wesentlich von der Faserorientierung ab. Die optimale Kraftübertragung der Stahlfaser über die Rissflanken hinweg ist bei einer zum Riss orthogonalen Ausrichtung und einer gleichmäßigen Verteilung gegeben [15, 25, 286]. Je eher die Fasern in Richtung der Zugspannungstrajektorien gerichtet sind, desto geringer fallen Streuungen im Tragverhalten und desto höher fallen tendenziell Nachrisszugfestigkeiten aus [31, 104, 141, 180, 205, 284].

Zur Messung der Faserorientierung werden u. a. Ultraschall- und Infrarotverfahren sowie die Computertomographie, optoanalytische Methoden oder der elektromagnetische Widerstand der Stahlfasern genutzt [10, 16, 35, 242, 247, 248, 285, 296]. Die Faserorientierung wird mithilfe des *Faserorientierungsfaktors* $\eta_f$, der zwischen 0 und 1 liegen kann, quantifiziert [139, 142, 158, 179, 189, 205,

237, 244, 291]. Im theoretischen Fall, dass alle Fasern senkrecht zur betrachteten Richtung ausgerichtet sind, ist $\eta_f = 0$. Sind alle Fasern ideal eindimensional in die betrachtete Richtung orientiert, ist $\eta_f = 1$. Die Abgrenzung zu einer zwei- und dreidimensionalen Verteilung ($0 < \eta_f < 1$) ist dabei – je nach Definition des Faserorientierungsfaktors – fließend. LIN [189, 237] definiert bspw. die folgenden Werte:

- Eindimensional: $\eta_f = 1$
- Zweidimensional: $\eta_f = 0{,}785$
- Dreidimensional: $\eta_f = 0{,}333$

LEUTBECHER [184] und SCHÖNLIN [244] stellen exemplarische Definitionen von $\eta_f$ und verschiedene Abgrenzungen zu einer zwei- und dreidimensionalen Verteilung dar und erläutern diese. Die unterschiedlichen Ansätze zur Ermittlung von $\eta_f$ betrachten die Einflüsse aus der Bauteilhöhe [95, 189], dem Herstellungsprozess und den Schalungseigenschaften [179] oder den vor der Aktivierung der Faser nötigen Glättungseffekt der Endverankerungen [291].

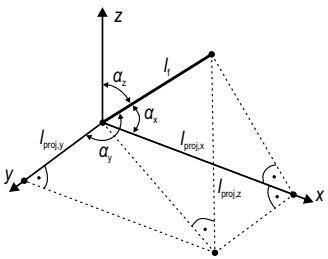



**Abbildung 2.6:** Bestimmung des maßgebenden Winkels anhand der projizierten Faserlänge $l_{\text{proj},i,j}$

Eine verbreitete Definition des Faserorientierungsfaktors setzt alle in die betrachtete Richtung $j$ projizierten Faserlängen $l_{\text{proj},i,j}$ zur wahren Faserlänge $l_f$ nach Gl. (2.1) ins Verhältnis. Die Längen und Winkel ergeben sich nach Abb. 2.6 [189].

$$\eta_{f,j} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{l_{\text{proj},i,j}}{l_f} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\cos(\alpha_{i,j}) \tag{2.1}$$

Dabei ist $n$ die Anzahl aller die betrachtete Schnittfläche durchstoßenden Fasern und $\alpha_{i,j}$ der Winkel der Faser $i$ zur betrachteten Achse $j = x, y, z$.

### 2.3.2 Fasermenge

Die Angabe der Fasermenge erfolgt in $\mathrm{kg/m^3}$ oder als Fasergehalt in Vol.-%. Mit steigender Fasermenge geht eine grundsätzliche Steigerung der Tragfähigkeit einher [1]. Dennoch wird bei Erreichen einer gewissen Fasermenge häufig auch eine Stagnation bzw. eine nur noch unterproportionale Steigerung der Nachrisszugfestigkeit beobachtet [16, 20, 141, 217, 303]. Die Größe dieser Fasermenge variiert je nach Betoneigenschaften und Faserart stark [143, 217]. So beobachteten YOO et al. in

[303], dass ab einer Fasermenge von 79 kg/m$^3$ keine signifikante Steigerung der Tragfähigkeit mehr möglich ist. In [217] ist diese Menge schon bei ca. 59 kg/m$^3$ erreicht.

Streuungen im Tragverhalten werden durch die Erhöhung der Fasermenge reduziert [142, 143, 164, 196]. Die Herstellungsbedingungen, wie die Verarbeitbarkeit des Frischbetons, beschränken die maximal zumischbare Fasermenge. Ebenso wächst die Gefahr der sogenannten *Igelbildung* (Abb. 2.7) [43, 174]. Dabei schließen sich einzelne Fasern während des Herstellungsprozesses zu Faserballen zusammen und erzeugen dann Fehlstellen im Festbeton [297].

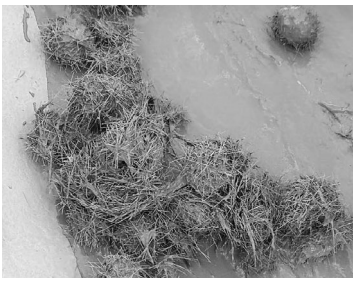


**Abbildung 2.7:** Igelbildung [159]

Dem kann durch einen höheren Feinanteil der Mischung und eine höhere Viskosität, etwa durch die Zugabe von Fließmittel oder Betonverflüssiger, entgegengewirkt werden [174]. Auch das Hinzufügen der Stahlfasern in geklebten Faserbündeln (s. Abb. 3.7, Abb. 2.1(b)), die sich während des Mischvorgangs durch den Kontakt mit Wasser lösen und dadurch gleichmäßig im Betongefüge verteilen, kann dem vorbeugen [160].

Hybride Faserkombinationen – sogenannte Fasercocktails – aus Makro- und Mikrofasern können, gerade bei feinkörnigem UHFB, einen Synergieeffekt erzielen [205, 258], sodass im Vergleich zur additiven Kombination der einzelnen Tragfähigkeiten der Makro- und Mikrofasern, die Tragfähigkeit des Fasercocktails deutlich höher liegt. Auch hier hängen die Ergebnisse stark von den Betonbestandteilen ab [288].

### 2.3.3 Fasereigenschaften

Der zu erwartende Versagensmechanismus hängt von den Eigenschaften wie Länge, Durchmesser, deren Verhältnis, der Schlankheit, der Art und Form der Endverankerung sowie der Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit der Stahlfaser ab [293]. Bei konstanter Faserlänge und Fasermenge erreichen Fasern höherer Schlankheit, das bedeutet dünnere Fasern, höhere Tragfähigkeiten [55] als solche mit geringeren Schlankheiten. Ebenso führen bei konstanter Schlankheit längere Fasern zu höheren Tragfähigkeiten im Bereich von größeren Verformungen [55]. Die Abstimmung der Faserzugfestigkeit auf die Betondruckfestigkeit ist essenziell, um Faserreißen und somit ein plötzliches Versagen zu vermeiden (s. Abschnitt 2.2). Mit steigender Zugfestigkeit der Faser und ausreichend festem Beton können allerdings höhere Nachrisszugfestigkeiten und überkritisches Tragverhalten erreicht werden [195].

Fasern ohne Endverankerung richten sich grundsätzlich besser im Beton aus als solche mit teils mehrfacher Endverankerung [141, 193], da sie sich untereinander weniger verhaken und im Frischbeton freier bewegen können. Zudem steigt mit komplexer werdender Endverankerung die Gefahr der Igelbildung.

### 2.3.4 Schalungsgeometrie

Über die Geometrie des Bauteils und die Betonagerichtung (Abschnitt 2.3.5) kann die Faserorientierung und somit das Tragverhalten gesteuert werden. Bei der Herstellung von balkenartigen Bauteilen stellt sich ein sogenannter *Tunneleffekt* ein (Abb. 2.8, unten) [30, 131, 137, 189, 261].

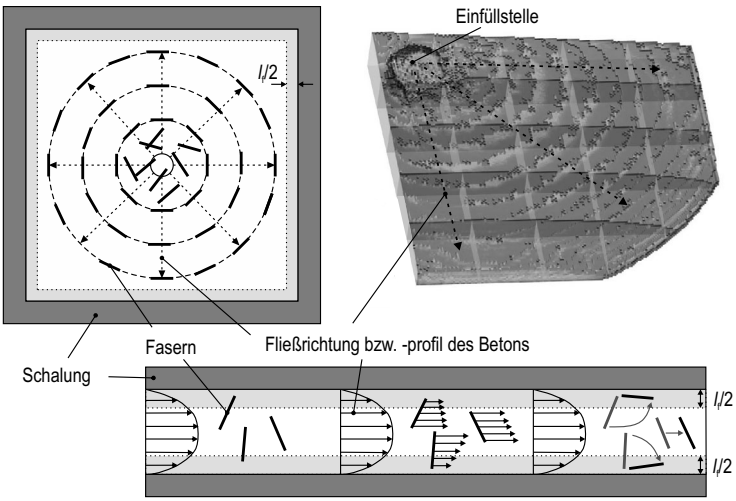



**Abbildung 2.8:** Faserausrichtung in flächigen (oben; nach [2, 272]) und balkenförmigen Bauteilen (unten; nach [262])

Fasern richten sich durch die seitliche Begrenzung parallel zur Fließrichtung des Betons aus [19, 28]. Grund dafür ist die von der Mitte zum Rand hin abnehmende Strömungsgeschwindigkeit, da die Schalungsränder den Betonfluss bremsen [262]. Im Gegensatz dazu weisen flächige Bauteile meist eine um die Einfüllstelle kreisförmige, tangentiale Orientierung auf [2, 27, 30, 141, 273], da die Strömungsgeschwindigkeit um die Einfüllstelle konstant bleibt [262] (Abb. 2.8, oben). Lediglich die Schalungsunterseite bremst den Betonfluss, was zu einer wellenförmigen Ausbreitung führt (Abb. 2.8, oben) und die freie Orientierung in Schalungsnähe hemmt. Die Schalung sollte deshalb glatt, mit Schalöl behandelt und bei Bedarf mit geeigneten Mitteln hydrophobiert werden [274].

Unabhängig von der Geometrie des Bauteils tritt an den Schalungsrändern der sogenannte *Randeffekt* auf. In einem Abstand von etwa der halben Faserlänge ($l_f/2$) richten sich Fasern entlang der Schalungsflächen aus, sodass dort eine eindimensionale Orientierung herrscht (Abb. 2.8) [20, 89, 90,

168, 169, 207]. In [95, 259, 260] wird die Abhängigkeit des Faserorientierungsfaktors von den auf die Faserlänge bezogenen Bauteilabmessungen, insbesondere der Bauteilhöhe, hergeleitet. Weitere Einflüsse aus Betonage oder Betontechnologie werden dabei jedoch außer Acht gelassen und geben deshalb nur eine erste Orientierung. Generell gilt, dass sich je höher ein Bauteil ist, desto mehr die Faserorientierung einer ideal dreidimensionalen Verteilung annähert. Je dünner ein Bauteil hingegen ist, desto mehr nähert sich die Faserorientierung einer ideal zweidimensionalen Faserorientierung an.

Setzt man diese Erkenntnisse gezielt ein, kann die Faserorientierung und -verteilung und somit das Tragverhalten gesteuert und eine Maximierung der Tragfähigkeit erreicht werden.

### 2.3.5 Betonageverfahren

Auch die Herstellungs- und Einbautechnologie beeinflussen die Faserorientierung und können gesteuert werden. Zu hohe Verdichtungsenergie kann ein Absinken der Fasern bewirken [117], wobei sich die Fasern senkrecht zur Vibrationsrichtung ausrichten [91]. Ebenso empfehlenswert ist es auf externe Verdichter zurückzugreifen, da interne Verdichtungsmethoden die Faserorientierung stören können, insbesondere beim Herausziehen der Rüttelflasche [20, 51, 91, 142].

Einen steuerbaren Einfluss auf die Faserorientierung hat die Betonagerichtung [105, 171, 300]. Fasern richten sich vornehmlich senkrecht zu ihr aus [93, 277]. EMPELMANN et al. stellten in [93] fest, dass die Nachrissbiegezugfestigkeit stehend betonierter Balken nur 60 bis 70 % von derjenigen liegend hergestellter Balken beträgt. Die Betonage sollte daher senkrecht zu den Zugspannungstrajektorien gerichtet sein.

Die Zugabe der Fasern über eine Faserdosiermaschine führt in [143] zu geringeren Streuungen im Materialverhalten als die Zugabe über ein Förderband oder direkt in den Fahrmischer. Grundsätzlich sollten die Fasern immer gleichmäßig während des Mischens und nicht in gesamter Menge zugegeben werden.

### 2.3.6 Betontechnologische Parameter

Stahlfaserbetone stellen im Vergleich zu Normalbetonen besondere Anforderungen an die Betonrezeptur. Sie besitzen aufgrund der von den Stahlfasern verursachten zusätzlichen Oberfläche im Gefüge einen erhöhten Leimanspruch, sodass Feinanteile in der Gesteinskörnung erhöht werden sollten [52] und der Anteil an Grobkorn einen Wert von 55 Vol.-% nicht überschreiten sollte [32]. Optimal sind daher Sieblinien im Bereich der Regelsieblinie B [160, 201, 222]. Weiterhin sollte in Abhängigkeit der zu erwartenden Festigkeit und des Wasserzementwerts ($w/z$-Wert) der Bindemittelgehalt im Vergleich zu Normalbeton um ca. 10 % erhöht werden [174, 201]. Der $w/z$-Wert sollte dabei möglichst niedrig zwischen 0,35 und 0,55 liegen [32, 160, 201]. Stahlfaserbetonen werden meist höhere Dosen an Fließmittel oder Betonverflüssiger zugegeben, sodass auch bei hohen Fasermengen eine noch ausreichende Verarbeitbarkeit gegeben ist [218]. Je höher die Viskosität des Frischbetons, desto besser verteilen sich Fasern im Betongefüge und desto besser können sich Fasern während des Betoniervorgangs entlang des Fließgradienten ausrichten [30, 133, 261, 262]. Ebenso nimmt die Streuung im Tragverhalten mit zunehmender Fließfähigkeit ab [141].

Das Größtkorn sollte auf die Abmessungen des Bauteils abgestimmt und auf die Faserlänge bzw. in Abhängigkeit der Faserschlankheit begrenzt werden [174]. Nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton sollte die Faserlänge nicht kleiner als das 1,5-fache des Größtkorndurchmessers sein [58]. Ebenso sollte mit steigender Fasermenge der Größtkorndurchmesser kleiner gewählt werden, da sonst ein am Gesamtvolumen größerer Anteil der Matrix stahlfaserfrei bleibt und sich die Fasern kreisförmig um die Gesteinskörner anordnen und Igelbildungen begünstigen [106, 160, 218]. Bei einer üblichen Schlankheit der Stahlfasern von ca. 60 und einer Stahlfasermenge von 180 $\mathrm{kg/m^3}$ sollte das Größtkorn nach [174] bspw. maximal 8 mm betragen. Die Kornform sollte nach [58] bevorzugt rund statt gebrochen sein, um die Verarbeitbarkeit zu verbessern [218]. Druckfestigkeit des Betons und Stahlfasereigenschaften, insbesondere die Faserzugfestigkeit, sind dabei stets aufeinander abzustimmen (s. Abschnitt 2.2).

## 2.4 DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton

Die DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton ergänzt die DIN EN 1992-1-1/NA [68, 70] um spezifische Bemessungs- und Konstruktionsregeln für Stahlfaserbeton. Ebenso werden die DIN EN 206-1 [77] und die DIN 1045-2 [65] um die Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität sowie die DIN EN 13670 [67] und die DIN 1045-3 [69] um Hinweise für die Ausführung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärkten Stahlbeton erweitert. Mit der aktuellen Ausgabe Juni 2021 zogen Neuerungen bezüglich der Torsionsbemessung und der Verwendung des L1-Werts für die Rissbreitenbeschränkung auch bei kombinationsbewehrten Bauteilen ein [203, 227].

Stahlfaserbeton ist ein Beton nach Eigenschaften, d. h. die Betonzusammensetzung einschließlich der Stahlfaser wird durch den Betonhersteller anhand der vom Planer vorgegebenen Leistungsklasse festgelegt [58]. Diese setzt sich aus zwei einzelnen Leistungsklassenwerten L1 und L2 zusammen, die zusätzlich zur Druckfestigkeits-, Expositions- und Feuchtigkeitsklasse nach folgendem Beispiel angegeben wird [58]:

C30/37 – L1,2/0,9 – XC1 – WO

Die Leistungsklassenwerte sind aus charakteristischen Werten der Nachrissbiegezugfestigkeit abgeleitet, die aus Experimenten gewonnen werden. Dafür werden mindestens $n = 6$ kleinformatige Balken ($b \times h \times l = 150 \times 150 \times 700$ [mm]) im Vierpunkt-Biegezugversuch nach Abb. 2.9 verformungsgesteuert geprüft.

Bei Mittendurchbiegungen von $\delta_{\mathrm{L1}} = 0{,}5\,\mathrm{mm}$ und $\delta_{\mathrm{L2}} = 3{,}5\,\mathrm{mm}$ werden die erreichten Kräfte $F_i$ mit $i = \mathrm{L1}, \mathrm{L2}$ abgelesen und nach linearer Elastizitätstheorie in mittlere Nachrissbiegezugfestigkeiten $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i}$ nach Gl. (2.2) umgerechnet [151]. Der Leistungsklassenwert L1 wird für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) benötigt. L2 gilt für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) [151].

$$f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i} = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^{n} \frac{F_{i,j} \cdot l}{b_j \cdot h_j^2} \tag{2.2}$$

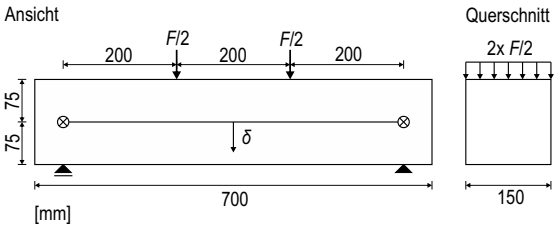



**Abbildung 2.9:** Aufbau und Abmessungen der Vierpunkt-Biegezugversuche nach [58] in Ansicht und Querschnitt

mit:

- $i$ Leistungsklassenwert L1 bzw. L2 [-]
- $l$ Auflagerabstand ($l = 600\,\mathrm{mm}$)
- $b_j$ Breite des Probekörpers $j$ [mm]
- $h_j$ Höhe des Probekörpers $j$ [mm]
- $j$ Index des Probekörpers [-]
- $n$ Anzahl der getesteten Probekörper, $n \geq 6$ (i. d. R. $n = 6$) [-]

Unter der Annahme, dass die Stichprobe der Versuchsergebnisse einer logarithmisch normalverteilten Grundgesamtheit entstammt, werden die charakteristischen Werte der Nachrissbiegezugfestigkeit $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflk},i}$ nach Gl. (2.3) berechnet. Dabei fließen mit Gl. (2.4) der Mittelwert und mit Gl. (2.5) die Standardabweichung der logarithmierten Einzelprüfergebnisse mit in die Berechnung ein. Der Stahlfaserbeton wird mithilfe der charakteristischen Werte $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflk},i}$ dann in eine Leistungsklasse eingestuft. Die Leistungsklassenwerte können dabei zwischen 0,4 und 3,0 $\mathrm{N/mm^2}$ liegen [58].

$$f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflk},i} = \exp\left(\mathrm{L}f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i} - k_{\mathrm{s}} \cdot \mathrm{L}\sigma_i\right) \leq 0{,}51 \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i} \tag{2.3}$$

mit:

- $\mathrm{L}f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i}$ Mittelwert der logarithmierten Einzelprüfergebnisse $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cfl},i,j}$ nach Gl. (2.4)

$$\mathrm{L}f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i} = \frac{1}{n}\sum_{j=1}^{n} \ln\left(f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cfl},i,j}\right) \tag{2.4}$$

- $k_{\mathrm{s}}$ Fraktilenfaktor für eine unbekannte Standardabweichung für das 5 %-Quantil mit 75 % Aussagewahrscheinlichkeit [-]; für $n = 6$ gilt $k_{\mathrm{s}} = 2{,}336$ [58]
- $\mathrm{L}\sigma_i$ Standardabweichung der logarithmierten Einzelprüfergebnisse nach Gl. (2.5)

$$\mathrm{L}\sigma_i = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n}\left[\mathrm{L}f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i} - \ln\left(f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cfl},i,j}\right)\right]^2}{n-1}} \tag{2.5}$$

Die Obergrenze des charakteristischen Werts als das 0,51-fache des Mittelwerts basiert auf der Schätzung des 5 %-Quantilwerts einer Student-t-Verteilung mit einem für Stahlfaserbeton angenommenen

Variationskoeffizienten von 25 % und einem Freiheitsgrad von $f = n - 1 = 5$ [55, 199, 269].

Die charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten werden mit Umrechnungsfaktoren $\beta_i$ bzw. $\beta_u$ nach den Gln. (2.6, 2.7) in Grundwerte zentrischer Nachrisszugfestigkeiten $f^f_{ct0,i}$ bzw. $f^f_{ct0,u}$ transformiert (Gln. (2.8, 2.9)). Die DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton gibt zum einen Umrechnungsfaktoren für eine bi- bzw. trilineare (SDL2 bzw. SDL3) – $\beta_{L1}$ und $\beta_{L2}$ – und eine konstante (SDL1, Spannungsblock) – $\beta_u$ – Spannungs-Dehnungs-Linie (SDL) des Stahlfaserbetons an (Abb. 2.10). SDL1 darf nur für Verhältnisse L2/L1 $< 1{,}0$ angewendet werden. Für die Verwendung der SDL2 muss das Verhältnis L2/L1 $> 0{,}7$ sein [55, 58]. SDL3 gilt für nichtlineare Berechnungsverfahren und berücksichtigt ergänzend die Matrixzugfestigkeit $f_{ctm}$. Für weitergehende Informationen zur Herleitung der Dehnungsgrenzen und Materialgesetze sei auf [55, 151, 196] verwiesen.

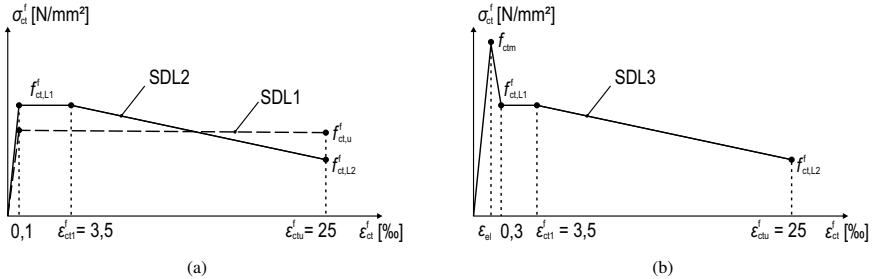



**Abbildung 2.10:** Materialgesetze für Stahlfaserbeton im Zugbereich: (a) SDL1 und SDL2; (b) SDL3

$$\beta_i \begin{cases} \beta_{L1} = 0{,}40 \\ \beta_{L2} = 0{,}25 \end{cases} \text{, für SDL2 bei L2/L1} > 0{,}7 \text{ und SDL3} \tag{2.6}$$

$$\beta_u = 0{,}37, \text{ für SDL1 bei L2/L1} < 1{,}0 \tag{2.7}$$

$$f^f_{ct0,i} = \beta_i \cdot f^f_{cflk,i} \tag{2.8}$$

$$f^f_{ct0,u} = \beta_u \cdot f^f_{cflk,L2} \tag{2.9}$$

Zunächst werden mit den Gln. (2.10, 2.11) durch Multiplikation mit zwei stahlfaserbetonspezifischen Anpassungsfaktoren $\kappa^f_G$ und $\kappa^f_F$ aus den Grundwerten, Rechenwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeit $f^f_{ctR,i}$ bzw. $f^f_{ctR,u}$ errechnet. Mit $\kappa^f_F$ wird die Faserorientierung im Bauteil relativ zum Balkentest berücksichtigt [151]. Er darf bei liegend hergestellten, flächenhaften Bauteilen oder bei Balken in ih-

rer Längsrichtung, die unter Biege- oder Zugbeanspruchung stehen, zu 1,0 angenommen werden. Die Stahlfasern liegen hier ebenso günstig in Beanspruchungsrichtung wie im kleinformatigen Biegebalken. In allen anderen Fällen ist er mit 0,5 anzunehmen [55, 58]. Der Faktor $\kappa_G^f$ nach Gl. (2.13) berücksichtigt die zum Balkentest in realmaßstäblichen Bauteilen zumeist größere unter Zugspannung stehende Querschnittsfläche $A_{ct}^f$, die sich streuungsmindernd auf die Nachrisszugfestigkeiten auswirkt [55, 58, 151, 190]. Für Torsionsberechnungen wird er zu 1,0 angenommen [199, 203]. Für den Maximalwert von 1,7 ist rechnerisch eine 1,4 $m^2$ große gezogene Querschnittsfläche nötig, wie sie bspw. in massigen, flächigen Bauteilen auftreten kann [62].

$$f_{ctR,i}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot f_{ct0,i}^f \tag{2.10}$$

$$f_{ctR,u}^f = \kappa_F^f \cdot \kappa_G^f \cdot f_{ct0,u}^f \tag{2.11}$$

mit:

$$\kappa_F^f = \begin{cases} 1{,}0 & \text{liegend hergestellte, flächenhafte Bauteile bzw. Balken in ihrer} \\ & \text{Längsrichtung, die unter Biege- oder Zugbeanspruchung stehen} \\ 0{,}5 & \text{sonst} \end{cases} \tag{2.12}$$

$$\kappa_G^f = \begin{cases} 1{,}0 & \text{bei Torsion} \\ 1{,}0 + 0{,}5 \cdot A_{ct}^f \leq 1{,}7 & \text{sonst} \end{cases} \tag{2.13}$$

mit:

$A_{ct}^f$ zum jeweiligen Gleichgewichtszustand gehörige, unter Zugspannung stehende Querschnittsfläche der gerissenen Bereiche bzw. Fließgelenke [58] [$m^2$]

$$A_{ct}^f = \begin{cases} 0{,}9 \cdot A_c & \text{vereinfacht bei Biegung ohne Normalkraft} \\ b_w \cdot d \leq b_w \cdot 1{,}5 & \text{bei Querkraft} \end{cases} \tag{2.14}$$

mit:

$A_c$ Querschnittsfläche des Bauteils [$m^2$]

$b_w$ kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts [m]

$d$ statische Nutzhöhe des Querschnitts [m]

Anschließend erfolgt die Transformation in Bemessungswerte $f_{ctd,i}^f$ bzw. $f_{ctd,u}^f$ über die Division mit dem Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton $\gamma_{ct}^f$ sowie die Multiplikation mit einem Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen $\alpha_c^f$ nach den Gln. (2.15, 2.16).

$$f_{ctd,i}^f = \alpha_{ct}^f \cdot \frac{f_{ctR,i}^f}{\gamma_{ct}^f} \tag{2.15}$$

$$f_{\mathrm{ctd,u}}^{\mathrm{f}} = \alpha_{\mathrm{ct}}^{\mathrm{f}} \cdot \frac{f_{\mathrm{ctR,u}}^{\mathrm{f}}}{\gamma_{\mathrm{ct}}^{\mathrm{f}}} \tag{2.16}$$

mit:

$\gamma_{\mathrm{ct}}^{\mathrm{f}} = 1{,}25$ Teilsicherheitsbeiwert für Stahlfaserbeton im GZT für ständige und vorübergehende/außergewöhnliche Bemessungssituationen [-]

$\alpha_{\mathrm{c}}^{\mathrm{f}} = 0{,}85$ Abminderungsbeiwert zur Berücksichtigung von Langzeitwirkungen [-]

Die Stahlfaserwirkung kann dann in Form des Bemessungswerts der Nachrisszugfestigkeit $f_{\mathrm{ctd},i}^{\mathrm{f}}$ bzw. $f_{\mathrm{ctd,u}}^{\mathrm{f}}$ im GZT für die Querschnittsbemessung bei Biegung mit Normalkraft, Querkraft, Durchstanzen, Torsion, bei Stabwerkmodellen und bei Teilflächenbelastung berücksichtigt werden [151]. Im GZG wird Stahlfaserbeton hauptsächlich zur Begrenzung von Rissbreiten und zur Erfüllung rechnerischer Dichtheitsnachweise eingesetzt. Bei üblichen Fasermengen ergeben sich hier Reduktionen der Betonstahlbewehrung von etwa 50 % [192].

Zur Berücksichtigung der Nachrisszugfestigkeit bei der Bemessung im GZT und bei Nachweisen im GZG sei auf [151, 196] verwiesen. In [191, 192, 199] wird ein Bemessungsprogramm, basierend auf der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, vorgestellt, welches Nachweise für Rechteckquerschnitte im GZT für Biegung mit Normalkraft und Querkraft und im GZG die Rissbreitenbeschränkung bzw. die Rückrechnung für die Einhaltung einer rechnerischen Rissbreite nötige Leistungsklasse bereitstellt. Ebenso existieren Bemessungshilfsmittel, die von der Bemessung von Stahlbeton bekannt sind und für Stahlfaserbeton erweitert wurden, wie bspw. M-N-Interaktionsdiagramme oder Bemessungstafeln [123, 124, 125, 126, 265, 268].

Darüber hinausgehende Anwendungsgebiete wie die Ermüdung von Stahlfaserbeton [148, 149, 153], sein Feuerwiderstand [154, 155, 283] oder sein Verhalten bei Durchstanzen [177, 178] werden derzeit erforscht.

# 3 Entwicklung hochdosierter Stahlfaserbetone und Steuerung der Faserorientierung

## 3.1 Einführung

Das Ziel dieser Forschungsarbeit ist der vollständige Ersatz der herkömmlichen (Stab-)Bewehrung durch Makrostahlfasern bei gleichzeitiger Gewährleistung eines duktilen Bauteilverhaltens. Das geschieht in zwei Teilen. Zunächst wird die Ausrichtung der Stahlfasern in ein- und zweidimensionalen Strukturen so gesteuert, dass sich die effektivste Orientierung in Richtung der Zugspannungstrajektorien einstellt. Darüber hinaus wird für eine größtmögliche Leistungsfähigkeit die Stahlfasermenge maximiert.

Zur Steuerung der Faserorientierung in eindimensionalen Strukturen (Balken) wird eine Innenschalung entwickelt, die die Eigenschaft der Fasern zur Ausrichtung parallel zu den Schalflächen und bei seitlicher Begrenzung in Fließrichtung ausnutzt (Tunnel- und Randeffekt). Der Fokus liegt hier zunächst auf dem Einfluss der ausgerichteten Stahlfasern auf das Tragverhalten, die Höhe der Nachrissbiegezugfestigkeit und die Streuung im Materialverhalten für zwei Fasermengen von $40\,\mathrm{kg/m^3}$ und $80\,\mathrm{kg/m^3}$ in Kombination mit einem normalfesten Beton.

In einem zweiten Schritt werden die gewonnenen Erkenntnisse auf räumliche Strukturen (Platten) übertragen, indem die Material-, Struktur- und Prozessparameter optimiert werden. Zunächst wird dafür eine auf hochbeanspruchte Bauteile und hochdosierte Stahlfasermengen angepasste Betonmischung entworfen, der so viele Stahlfasern wie möglich zugegeben werden.

Bei zweidimensionalen Bauteilen ist eine Steuerung der Faserorientierung über Innenschalungen nicht möglich. Hier wird die Faserorientierung indirekt über die Begrenzung der Querschnittshöhe und die Betonage gesteuert, um ein Aufstellen der Stahlfasern zu verhindern und sie in Richtung der Zugtrajektorien zu orientieren. Der Fokus dieser Untersuchung liegt auf der erzielbaren Nachrissbiegezugfestigkeit bei maximaler Stahlfaserzugabe und der Faserorientierung in zweidimensionalen Strukturen.

Um die Wirksamkeit der Schalungs- und Betonageverfahren zu beurteilen, werden die räumlichen Faserorientierungen in den ein- und zweidimensionalen Strukturen mithilfe einer induktiven Messmethode ermittelt, die die ferromagnetischen Eigenschaften der Stahlfasern ausnutzt. Die resultierenden Tragfähigkeiten sowie die Streuung der Festigkeitswerte im Nachbruchbereich werden mithilfe von Vierpunkt-Biegezugversuchen nach der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton validiert.

Teilergebnisse dieses Kapitels wurden vorab publiziert: LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Towards Rebar Substitution by Fibres – Tailored Supercritical Fibre Contents*. In: Serna P.; Llano-Torre A.; Martí-Vargas J. R.; Navarro-Gregori J. (Hrsg.) Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations. BEFIB 2020. RILEM Bookseries Vol. 30, Springer, S. 908–919, 2021. (DOI: 10.1007/978-3-030-58482-5_80) [193]

## 3.2 Eindimensionale Steuerung der Faserorientierung

### 3.2.1 Einführung

Bei eindimensionalen Strukturen – wie Balken – sollten die Fasern für optimale Wirksamkeit eindimensional in die Richtung der resultierenden Zugspannungstrajektorien gerichtet sein. Dafür wird hier eine Innenschalung aus Metallblechen entwickelt, die die Balkenschalung in mehrere senkrechte Abschnitte unterteilt und somit die Ausrichtung in der horizontalen Ebene des Balkens während der Betonage begrenzt. Da Fasern dazu tendieren sich senkrecht zur Betonierrichtung zu orientieren, wird das Aufstellen der Fasern während der Betonage automatisch verhindert. Die Innenschalung besteht aus einem Holzrahmen, in dem drei senkrechte 1 mm starke Metallbleche befestigt sind, sodass die Schalung des Balkens ($b \times h \times l = 15 \times 15 \times 70$ [cm]) beim Betonieren und Verdichten in fünf je 3 cm breite Lamellen unterteilt wird (Abb. 3.1).

(a) (b)

**Abbildung 3.1:** Darstellung der Innenschalung: (a) Vor der Betonage; (b) Während der Betonage, gefüllt mit Stahlfaserbeton

Für die Prüfung der Balken im Vierpunkt-Biegezugversuch werden diese um 90° gedreht, sodass die Schichten ausgerichteter Fasern horizontal liegen (Abb. 3.2). Daraus ergibt sich bei Verwendung einer $l_f = 6$ cm langen Faser, ein maximaler Aufstellwinkel von 30° innerhalb der Lamellen (Abb. 3.2, Detail A). In der x-y-Ebene ist keine mechanische Begrenzung gegeben.

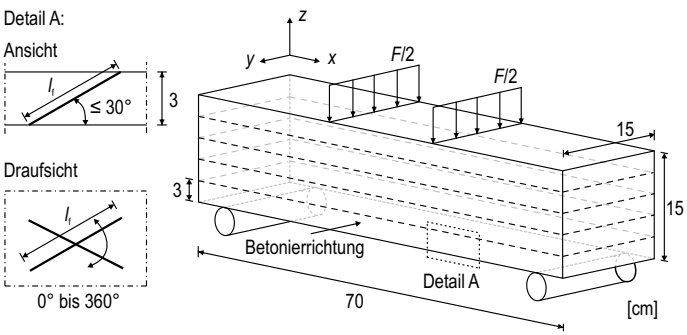



**Abbildung 3.2:** Konzept der Innenschalung am nach der Betonage um 90° gedrehten Balken

Die Versuche verwenden einen normalfesten Beton und Fasermengen von 40 kg/m$^3$ (Bezeichnung M40) und 80 kg/m$^3$ (Bezeichnung M80). Der verwendete Stahlfasertyp FF-60/75-1450 der Firma Feel Fiber mit einer Faserlänge von $l_f = 60$ mm und einem Faserdurchmesser von $d_f = 0{,}75$ mm, besitzt eine Zugfestigkeit von 1450 N/mm$^2$ und eine gerade Form mit zwei Ankerknoten an jedem Ende (vgl. Abb. 3.4(a)). Die verwendeten Betonrezepturen M40 und M80 unterscheiden sich ausschließlich in ihrer Fasermenge. Sie sind in Tab. 3.1 angegeben.

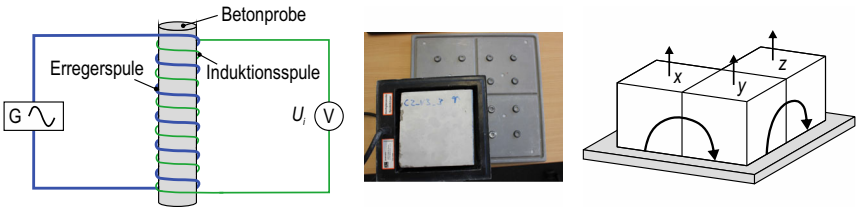
**Tabelle 3.1:** Betonrezepturen der Stahlfaserbetonmischungen M40 und M80

| Bestandteil | M40 [kg/m$^3$] | M80 [kg/m$^3$] |
|---|---|---|
| Silosand 0/2 | 715 | |
| Silokies 2/8 | 342 | |
| Silokies 8/16 | 652 | |
| Zement CEM III/A 42,5 N | 360 | |
| Flugasche EFA-Füller® W-D/E | 40 | |
| Frischwasser | 189 | |
| FF-60/75-1450 | 40 | 80 |
| Fließmittel MasterGlenium Sky 685 | 1,8 | |

Für beide Fasermengen werden jeweils drei Balken konventionell (Bezeichnung a) und mit Innenschalung (Bezeichnung b) hergestellt. Zusätzlich werden je Fasermenge drei Würfel (Kantenlänge $a = 150$ mm) zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit nach DIN 12390-3 [74] hergestellt. Alle Probekörper werden zur Hälfte befüllt, der Beton 30 s lang mithilfe eines Rütteltisches verdichtet, dann vollständig befüllt und der Beton anschließend so lange verdichtet, bis augenscheinlich kaum noch Luftporen aufsteigen. Für die konventionell betonierten Balken werden die Herstellungsvorgaben in [58] eingehalten. Für die mit Innenschalung hergestellten Balken werden die Lamellen gleichmäßig befüllt, um eine Schiefstellung der Lamellen aufgrund des Frischbetondrucks zu verhindern. Nach dem abschließenden Verdichten wird die Innenschalung über zwei seitliche Griffe gleichmäßig und langsam von Hand entfernt. Eine weitere Verdichtung wird nach dem Entfernen nicht mehr durchgeführt, um eine Delamination zu verhindern. Die 12 Balken werden zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit im Vierpunkt-Biegezugversuch nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [58] geprüft. Um die Effizienz des Innenschalungskonzepts zu untersuchen, wird nach der Biegezugprüfung die Faserorientierung in den Balken gemessen. Dafür werden diese in Würfel bzw. Quader zersägt (vgl. Abb. 3.6), welche anschließend mit dem auf elektromagnetischer Induktion basierenden Messgerät BSM 100 untersucht werden.

Das BSM 100 wurde am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig (iBMB) zusammen mit der Firma Hertz GmbH entwickelt [249, 296]. Die Stahlfaserbetonprobe wird dabei mit einem Sensor (Abb. 3.3(b)), bestehend aus Erreger- und Induktionsspule umfasst (Abb. 3.3(a)). Vom Gerät wird durch einen Generator $G$ ein sinusförmiger Wechselstrom in die Erregerspule gespeist (Abb. 3.3(a)). Die Stahlfasern fungieren als Spulenkern, sodass ein Magnetfeld

erzeugt wird. Über die Induktionsspule wird dann von einem integrierten Voltmeter $V$ die induzierte Spannung $U_i$ erfasst (Abb. 3.3(a)). Senkrecht zur Spule stehende Fasern liefern dabei den größten Wert [246]. Zunächst wird eine Leermessung durchgeführt. Danach werden nacheinander mithilfe der Wendeschablone (Abb. 3.3(c)) die induzierten Spannungen in den drei Raumrichtungen $i = x, y, z$ gemessen.




(a) (b) (c)

**Abbildung 3.3:** Funktionsweise des BSM 100: (a) Prinzipskizze der Funktionsweise (nach [295]); (b) Probe mit dem umfassenden Sensor; (c) Prinzip der Wendeschablone zum Messen der Induktionsspannung in jede Raumrichtung (nach [295])

Der Anteil der in die jeweilige Raumrichtung gemessenen Induktionsspannung $U_i$ an der Gesamtinduktionsspannung, reduziert um die Spannung der Leermessung $U_{\text{leer}}$, liefert dann die prozentuale Faserorientierung in die jeweilige Koordinatenrichtung $\text{AF}_i$ nach Gl. (3.1) [35, 249, 285, 296].

$$\text{AF}_i = \frac{U_i}{U_\text{x} + U_\text{y} + U_\text{z} - U_\text{leer}} \tag{3.1}$$

Der Faserorientierungsfaktor $\eta_i$ (Abschnitt 2.3.1) für jede Raumrichtung $i = x, y, z$ kann dann aus der gemessenen Induktionsspannung $U_i$ mit Gl. (3.2) berechnet werden [296].

$$\eta_{\text{f},i} = \frac{U_i}{\sqrt{U_\text{x}^2 + U_\text{y}^2 + U_\text{z}^2}} \tag{3.2}$$

Der mittlere Winkel $\phi$ zwischen der horizontalen Ebene ($x$-$y$-Ebene, Abb. 3.2) und der Faser berechnet sich mit Gl. (2.1) und Abb. 2.6 nach Gl. (3.3) aus dem Faserorientierungsfaktor der $z$-Richtung $\eta_{\text{f},z}$.

$$\phi = \arcsin(\eta_{\text{f},z}) \tag{3.3}$$

### 3.2.2 Kraft-Durchbiegungs-Verlauf

Abb. 3.4 zeigt je drei Kraft-Durchbiegungs-Verläufe der Balken B1 bis B3 (grau) der vier Versuchsserien M40-a (Abb. 3.4(a)), M40-b (Abb. 3.4(c)), M80-a (Abb. 3.4(b)) und M80-b (Abb. 3.4(d)) und den jeweiligen Mittelwert (schwarz) auf der primären Ordinate, sowie den in Abhängigkeit der Durchbiegung $\delta$ dargestellten Variationskoeffizienten $V_\text{x}$ als Quotienten aus Standardabweichung und Mittel-

wert $V_x = \sigma_x/\mu_x$ auf der sekundären Ordinate (gestrichelt). Er dient der Beurteilung der Streuung der Ergebnisse der Vierpunkt-Biegezugversuche.

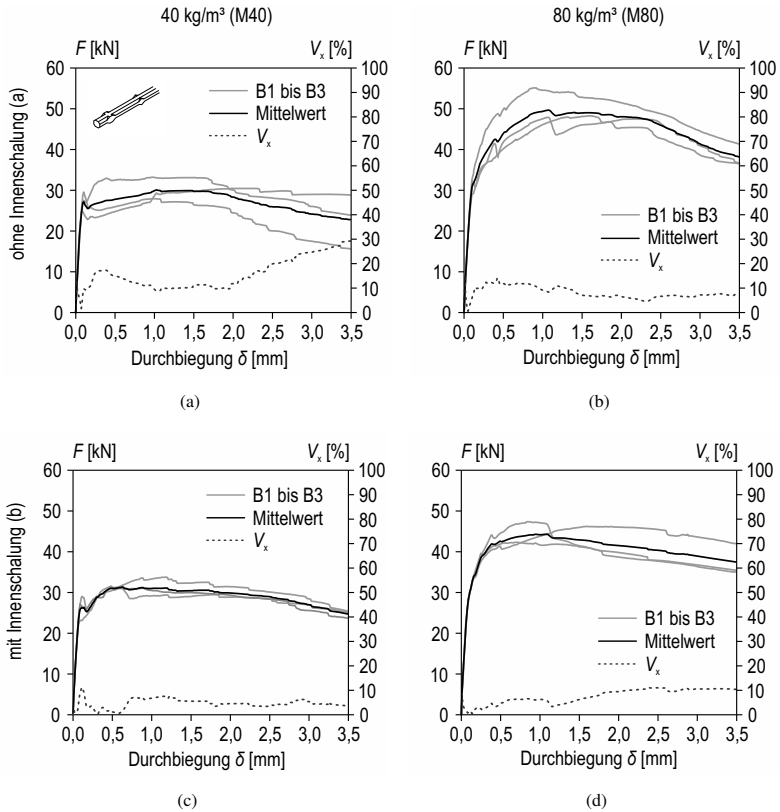



**Abbildung 3.4:** Kraft-Durchbiegungs-Verläufe, deren Mittelwert sowie Variationskoeffizient der Vierpunkt-Biegezugversuche an Balken mit $40\,\mathrm{kg/m^3}$ (links) und $80\,\mathrm{kg/m^3}$ (rechts) Stahlfasern jeweils konventionell betoniert (oben) und mit Einsatz der Innenschalung (unten): (a) M40-a; (b) M80-a; (c) M40-b; (d) M80-b

Bei allen sechs Balken mit $80\,\mathrm{kg/m^3}$ Stahlfasern (M80) wird ein verfestigendes Materialverhalten im Nachbruchbereich erreicht (Abb. 3.4(b) und Abb. 3.4(d)) – unabhängig der Nutzung der Innenschalung. Für die sechs Balken mit $40\,\mathrm{kg/m^3}$ Stahlfasern (M40) (Abb. 3.4(a) und Abb. 3.4(c)) stabilisiert sich das Verhalten nach einem kurzen Kraftabfall nach Erreichen der Erstrisslast auf das Niveau des Erstrisses bzw. steigt sogar noch leicht an.

Tab. 3.2 gibt die mittleren Würfeldruckfestigkeiten $f_{\mathrm{cm,cube}}$, die mittleren Nachrissbiegezugfestigkeiten $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L1}}$ und $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L2}}$ für die Leistungsklassenwerte L1 und L2 nach Abschnitt 2.4 sowie den

über den Nachbruchbereich gemittelten Variationskoeffizienten $V_{x,m}$ an. Beide Betone besitzen mit 54,0 N/mm² und 54,1 N/mm² etwa gleich große Druckfestigkeiten. Ein signifikanter Einfluss der Fasermenge ist hierbei nicht feststellbar.

Durch die Verdopplung der Fasermenge kann allerdings die aus den Kräften abgeleitete Nachrissbiegezugfestigkeit (s. Abschnitt 2.4) für die konventionell betonierten Balken (a) um 58 % für $f^{f}_{cflm,L1}$ und für $f^{f}_{cflm,L2}$ um 67 % gesteigert werden. Für die mit Innenschalung hergestellten Balken (b) werden Steigerungen von 37 % (L1) und 51 % (L2) erreicht. Tendenziell gelingt eine Steigerung der Festigkeitswerte durch Verdopplung der Fasermenge von 40 kg/m³ auf 80 kg/m³ effizienter, wenn konventionell betoniert wird. Ebenso wirkt sich die Erhöhung der Fasermenge mehr auf die Nachrissbiegezugfestigkeit des Leistungsklassenwerts L2 als auf die des Leistungsklassenwerts L1 aus. Das Verhältnis der Nachrissbiegezugfestigkeiten für die Leistungsklassenwerte L2/L1 steigt von 0,82 (a) bzw. 0,80 (b) für M40 auf 0,87 (a) bzw. 0,88 (b) für M80 an.

**Tabelle 3.2:** Mittelwerte der Würfeldruckfestigkeiten $f_{cm,cube}$, Nachrissbiegezugfestigkeiten für die Leistungsklassenwerte L1 $f^{f}_{cflm,L1}$ und L2 $f^{f}_{cflm,L2}$ sowie der gemittelte Variationskoeffizient $V_{x,m}$ je Versuchsserie

| Serie | $f_{cm,cube}$ [N/mm²] | $f^{f}_{cflm,L1}$ [N/mm²] | $f^{f}_{cflm,L2}$ [N/mm²] | $V_{x,m}$ [%] |
|---|---|---|---|---|
| M40-a | 53,96 | 4,94 | 4,05 | 15,78 |
| M40-b | | 5,51 | 4,40 | 4,71 |
| M80-a | 54,13 | 7,82 | 6,78 | 8,18 |
| M80-b | | 7,57 | 6,66 | 7,57 |

Für M40 steigen die Nachrissbiegezugfestigkeiten für die Leistungsklassenwerte L1 und L2 durch den Einsatz der Innenschalung mit 11 % (L1) und 9 % (L2) an. Diejenigen für M80 verringern sich bei Nutzung der Innenschalung gegenüber den konventionell betonierten Balken im Gegensatz dazu um −3 % für L1 und −2 % für L2. Tendenziell gelingt eine Leistungssteigerung durch eine gesteuerte Orientierung nur für kleinere Fasermengen von 40 kg/m³ (M40). Für höhere Fasermengen von 80 kg/m³ wird die Leistung durch das Ausrichten der Fasern verringert. Der Einfluss der Innenschalung auf die Größe der Nachrissbiegezugfestigkeit bleibt jedoch für beide Fasermengen – positiv oder negativ – gering und wird hier als nicht signifikant eingestuft.

Auffällig ist zunächst einmal die gegenüber den anderen drei Serien große Streuung von M40-a mit 15,78 %. Sie liegt jedoch unterhalb des in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton verankerten Variationskoeffizienten von 25 % und somit im akzeptablen Rahmen.

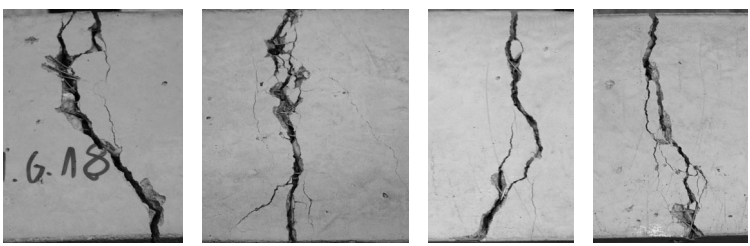
Die Streuung nimmt durch die Verwendung der Innenschalung ab. Dieses Phänomen ist für die niedrigere Fasermenge (M40) deutlich ausgeprägter (−70 %) als für die höhere Fasermenge (M80) (−7,5 %). Mit einer Verdopplung der Fasermenge kann nur für die konventionell betonierten Balken eine Reduktion der Streuung erreicht werden (−48 %). Für die mit Innenschalung betonierten Balken steigt der Variationskoeffizient bei Verdopplung der Fasermenge um 61 % an. Dennoch bleibt der Wert für M80-b deutlich unter dem Wert der mit 40 kg/m³ Stahlfasern konventionell betonierten Balken (M40-a), dem Wert der konventionell betonierten Balken der Serie M80 (M80-a) und

einem Erwartungswert von 25 % für Vierpunkt-Biegezugversuche [55, 150, 195]. Mit steigender Fasermenge wird der Einfluss der Innenschalung auf die Streuung im Tragverhalten folglich geringer. Tendenziell kann durch die Nutzung einer Innenschalung die Streuung im Nachbruchbereich nur für niedrigere Fasermengen signifikant reduziert werden, für große Fasermengen gelingt dies allein durch die Zugabe der großen Fasermengen – auch bei konventionell betonierten Balken. Für eine statistisch abgesicherte Aussage ist die Datenmenge jedoch zu gering.

### 3.2.3 Rissbilder

Abb. 3.5 zeigt für jede der vier Versuchsserien exemplarisch die Unterseite einer der drei Balken mit einem Detail des Hauptrisses nach Versuchsende.

Unabhängig von der Nutzung der Innenschalung entstehen für niedrigere Fasermengen von $40\,\mathrm{kg/m^3}$ weniger verästelte Risse. Ein signifikanter Unterschied in den Rissbildern der konventionell und mit Innenschalung betonierten Balken kann jedoch nicht festgestellt werden. Für eine Fasermenge von $80\,\mathrm{kg/m^3}$ zweigen vom Hauptriss mehrere feine Risse ab, die sich weiter an der Oberfläche und in das Bauteilinnere verästeln (Abb. 3.5(b), Abb. 3.5(d)). Es entstehen zudem vom Hauptriss entfernt einzelne feine Risse (Mehrfachrissbildung, Abb. 3.5(b), rechts). Dies ist typisch für das im Kraft-Durchbiegungs-Verlauf erkennbare verfestigende Nachbruchverhalten. Für eine Fasermenge von $40\,\mathrm{kg/m^3}$ mit unterkritischem Verhalten im Nachbruchbereich zeigen die Abbildungen ein typisches Einzelrissbild (Abb. 3.5(a), Abb. 3.5(c)). Hier entstehen neben dem Hauptriss keine weiteren Risse und deutlich weniger Verzweigungen und Verästelungen.



(a) (b) (c) (d)

**Abbildung 3.5:** Exemplarische, unterseitige Rissbilder der Balken nach dem Versuch: (a) M40-a; (b) M80-a; (c) M40-b; (d) M80-b

### 3.2.4 Faserorientierung

Zur Messung der Faserorientierung mithilfe des BSM 100 werden die geprüften Balken in drei Würfel (Kantenlänge $a = 15\,\mathrm{cm}$) (Bezeichnung B, C, D) und zwei Restquader (A, E) ($b \times h \times t = 12{,}5 \times 15 \times 15\,[\mathrm{cm}]$) zerteilt (Abb. 3.6). Die prozentuale Faserorientierung $\mathrm{AF}_i$ für die $x$- (schwarz), $y$- (dunkelgrau) und $z$-Richtung (hellgrau) sind in Abb. 3.6(a) für M40 und in Abb. 3.6(b) für M80 dargestellt. In beiden Abbildungen repräsentieren die gestrichelten Kurven die Orientierungen für konventionell

betonierte und die durchgezogenen Kurven die mit einer Innenschalung betonierten Balken. Die Mittelwertkurve aus jeweils drei Würfeln bzw. Restquadern ist mit Kreisen und einer dickeren Linie hervorgehoben.

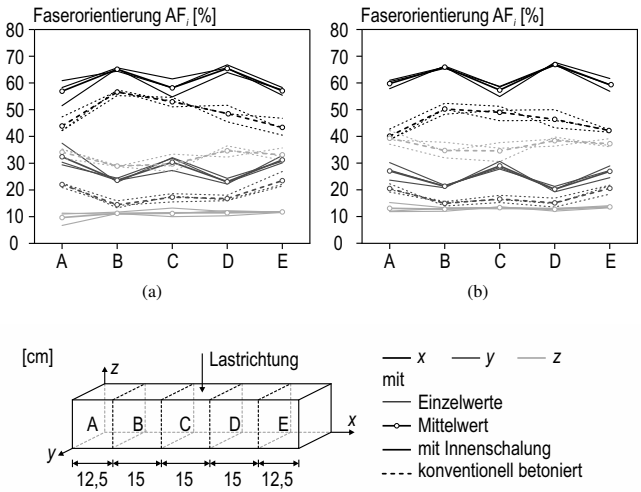



**Abbildung 3.6:** Prozentuale Faserorientierungen in den Balken: (a) M40; (b) M80

Die Werte für die Restquader (Abb. 3.6) sind nur bedingt aussagekräftig, da die Querschnittsflächen in $y$- und $z$-Richtung kleiner als die der $x$-Richtung sind und somit der Anteil der ausgerichteten Fasern in $x$-Richtung an der mittleren Induktionsspannung auf eine größere Fläche bezogen wird.

Geringere Faseranteile für die $y$-Richtung (Betonierrichtung) in den Würfeln B und D gegenüber Würfel C für die mit Innenschalung betonierten Balken ergeben sich aus der Geometrie der Innenschalung. Eine mittig des Balkens angeordnete Querverstrebung stabilisiert im Bereich des Würfels C die Metallbleche (Abb. 3.1), sodass eine direkte Befüllung lokal nicht möglich ist und sich die Fasern hier nicht optimal senkrecht zur Betonierrichtung orientieren können.

Die jeweiligen Anteile der in den Raumrichtungen orientierten Fasern sowohl für die konventionell als auch mit Innenschalung betonierten Balken unterscheiden sich für $40\,\mathrm{kg/m^3}$ und $80\,\mathrm{kg/m^3}$ Stahlfasern im Mittel nicht wesentlich. Die Faserorientierung streut für die mit Innenschalung betonierten Balken weniger als für konventionell betonierte Balken. Die Einzelwertkurven liegen näher beieinander. Deutlich zu erkennen ist der Effekt, den die Innenschalung auf die Orientierung der Fasern ausübt. Da die $z$-Richtung durch die Innenschalung blockiert wird, richten sich in diese weniger Fasern aus. In die beiden übrigen Richtungen nimmt die Orientierung in etwa gleichem Maße zu. Der größte Teil ist anschließend in Richtung der Zugspannungstrajektorien ($x$-Richtung) ausgerichtet.

In Tab. 3.3 sind die über die Balken gemittelten prozentualen Faserorientierungen $\mathrm{AF}_i$ je Raumrichtung $i = x, y, z$ mit dem korrespondierenden Variationskoeffizienten $V_{\mathrm{x},i}$ in Klammern zusammenge-

stellt. Ebenso gibt sie den Faserorientierungsfaktor für die $z$-Richtung $\eta_{f,z}$ nach Gl. (3.2) und den Winkel zur horizontalen Ebene ($x$-$y$-Ebene) $\phi$ nach Gl. (3.3) an.

**Tabelle 3.3:** Prozentuale Faserorientierungen $AF_i$ mit Variationskoeffizienten $V_{x,i}$ in Klammern für die drei Raumrichtungen $i = x,y,z$, Faserorientierungsfaktor $\eta_{f,z}$ sowie Aufstellwinkel $\phi$ zur horizontalen Ebene je Serie

| Serie | $AF_x$ [%] | $AF_y$ [%] | $AF_z$ [%] | $\eta_{f,z}$ [-] | $\phi$ [°] |
|---|---|---|---|---|---|
| M40-a | 49,1 (11,6) | 18,8 (20,1) | 32,1 (8,1) | 0,52 | 31 |
| M40-b | 60,6 (7,2) | 28,3 (15,9) | 11,1 (7,5) | 0,16 | 9 |
| M80-a | 45,6 (9,6) | 17,5 (16,0) | 36,9 (5,8) | 0,60 | 37 |
| M80-b | 61,9 (7,0) | 25,0 (15,6) | 13,1 (2,9) | 0,19 | 11 |

Der mittlere Anteil der Fasern, der nicht zur Tragfähigkeit beiträgt, d. h. diejenigen Fasern, die parallel zu den Biegerissen in $z$-Richtung liegen, kann im Vergleich zu konventionell betonierten Balken für beide Fasermengen durch Innenschalung um etwa 65 % reduziert werden. Da die Orientierung in der Höhe des geprüften Balkens durch die Innenschalung stark begrenzt ist, streuen die Faktoren in einem kleinen Bereich, wobei die Streuung für Balken mit 80 kg/m$^3$ Stahlfasern mit 2,9 % niedriger ist als für diejenigen mit einer Fasermenge von 40 kg/m$^3$ (7,5 %). Dies wird als weiteres Indiz dafür gesehen, dass sich Fasern allein durch eine große Fasermenge aneinander ausrichten. Darüber hinaus wird der durch die Innenschalung noch maximal mögliche Winkel von $\phi = 30°$, mit einem mittleren Winkel von 9° (M40-b) bzw. 11° (M80-b) deutlich unterschritten. Dies unterstreicht die Effizienz des entwickelten Schalungskonzepts. Mit Faserorientierungsfaktoren von $\eta_{f,z} = 0{,}16$ für M40-b und $\eta_{f,z} = 0{,}19$ für M80-b werden ähnlich niedrige Werte und eine eindimensionale Faserorientierung für beide Fasermengen erreicht [189]. Die Faserorientierung in $y$-Richtung, diejenige Richtung, die nicht durch die Innenschalung, sondern durch die Betonierrichtung gesteuert wird, streut am stärksten. Für zweidimensionale Strukturen sollte diese Richtung durch weitere Restriktionen, wie die Begrenzung der Höhe, gesteuert werden.

Vergleicht man die Ergebnisse der Vierpunkt-Biegezugversuche aus dem vorangegangenen Abschnitt mit den gemessenen Faserorientierungen, so lässt sich die geringere Streuung bei der Serie M40-b im Gegensatz zu M80-b (mit Innenschalung hergestellt) auf einen geringeren Anteil an ausgerichteten Fasern in $z$-Richtung zurückführen. Die geringe Streuung im Tragverhalten von M80-a im Gegensatz zu M40-a (konventionell betoniert) wird dagegen nicht durch einen niedrigeren Anteil an in $z$-Richtung ausgerichteten Fasern erklärt. Sie lässt sich vielmehr darauf zurückführen, dass bei sehr geringen Fasermengen im Mittel die Anzahl der Fasern im gerissenen Querschnitt geringer ausfällt und somit die Wahrscheinlichkeit von Querschnittsbereichen ohne eine ausreichende Faseranzahl zur Rissüberbrückung ansteigt. Jede einzelne Faser übernimmt dann prozentual einen höheren Anteil am Gesamttragverhalten, was einen wesentlichen Einfluss auf die Nachrissbiegezugfestigkeit und das Nachbruchverhalten hat. Mit steigender Faserdichte in der Betonmatrix steigt auch die Anzahl der den Riss kreuzenden Fasern, sodass eine einzelne Faser weniger Einfluss auf das Gesamttragverhalten hat. Mit steigender Fasermenge werden Streuungen im Material und hinsichtlich der Ausrichtung

auch ohne mechanische Steuerung der Faserorientierung reduziert. Werden diese Erkenntnisse mit der bevorzugten Orientierung der Faser senkrecht zur Betonierrichtung und dem Rand- und Tunneleffekt kombiniert, sollte sich die Faserorientierung unter konstanten Fertigungsbedingungen auch in zweidimensionalen Strukturen gezielt steuern und nachweislich einstellen.

## 3.3 Materialentwicklung

### 3.3.1 Maximierung der Stahlfasermenge

In einem weiteren Schritt werden nun die Struktur-, Material- und Prozessparameter für die Anwendung von Stahlfaserbeton als alleinige Bewehrung in zweidimensionalen Strukturen weiterentwickelt. Für eine Maximierung der Tragfähigkeit werden zunächst so viele Stahlfasern wie möglich in den Frischbeton eingebracht. Kriterien, die der Beton im Hinblick auf die angestrebte hohe Leistungsfähigkeit und Fasermenge erfüllen muss, sind u. a. eine gute Verarbeitbarkeit und eine homogene Faserverteilung auch bei Fasermengen $> 80\,\mathrm{kg/m^3}$. Um diese Anforderungen zu erreichen, werden ein Größtkorn von 8 mm, eine Sieblinie B und ein hoher Anteil an Zement und Flugasche verwendet. Mit Blick auf die hohe Zugfestigkeit der Stahlfasern wird ein hochfester Beton mit einer Druckfestigkeitsklasse $>$ C55/67 angestrebt. Damit müssen u. a. der $w/z$-Wert und die Zementwahl angepasst werden. Die folgende Aufzählung fasst die notwendigen Betoneigenschaften zusammen:

- Größtkorn: $d_\mathrm{g} = 8\,\mathrm{mm}$
- Hoher Leimgehalt sowie mindestens Konsistenzklasse F3
- Sieblinie: B8
- Hoher Feinanteil: Zugabe von 33 % des Zementgehalts an Flugasche
- Verwendung einer hochfesten Stahlfaser mit einer Zugfestigkeit $f_\mathrm{tf} > 2000\,\mathrm{N/mm^2}$
- Hohe Betonfestigkeit (mindestens hochfest, $>$ C55/67), abgestimmt auf die hohe Zugfestigkeit und Dehnkapazität der Stahlfaser
- Festigkeitsklasse Zement von 52,5
- Einsatz von Fließmittel zur Sicherstellung der Viskosität und Verarbeitbarkeit
- $w/z$-Wert = 0,40

Als Stahlfaser wird die Hochleistungsfaser Dramix® 5D 65/60BG der Firma NV Bekaert SA gewählt. Wie in Abb. 3.7 zu erkennen, besitzt sie eine mehrfache hakenförmige Endverankerung. Sie ist mit einer nominellen Zugfestigkeit von $2300\,\mathrm{N/mm^2}$ ausgewiesen, ist $l_\mathrm{f} = 60\,\mathrm{mm}$ lang und besitzt einen Durchmesser von $d_\mathrm{f} = 0{,}9\,\mathrm{mm}$. Sie wird in geklebten Bündeln von etwa 20 bis 30 Fasern in Säcken zu je 20 kg geliefert. Durch ihre besonders hohe Dehnfähigkeit von 6 % wird sie vorrangig in hochbeanspruchten Bauteilen eingesetzt [223].

In einem ersten Schritt wird in einer Betonage mit einem Volumen von 70 l die maximal zumischbare Menge an Stahlfasern ermittelt. Dafür wird der Beton zunächst ohne Stahlfasern und Fließmittel

hergestellt [218]. Nach und nach werden etwa 0,28 M.-% Fließmittel bezogen auf die Masse des Zements zugegeben.

**Abbildung 3.7:** Stahlfaser Dramix® 5D 65/60BG der Firma NV Bekaert SA als geklebtes Bündel und als Einzelfaser

Die Ermittlung des Ausbreitmaßes nach DIN EN 12350-5 [73] ergibt eine Konsistenzklasse von F5 (mittleres Ausbreitmaß $d_m = 61{,}0\,\text{cm}$). Dem Beton werden anschließend zunächst $80\,\text{kg/m}^3$ Stahlfasern beigemischt. Diese Menge erwies sich in den vorangegangenen Balkenversuchen als gut verarbeitbar [193]. Nach und nach werden dem Beton unter kontinuierlichem Mischen im Wechsel $5\,\text{kg/m}^3$ Stahlfasern und Fließmittel bis zu einer Gesamtmenge von $140\,\text{kg/m}^3$ Stahlfasern und 0,45 M.-% Fließmittel beigemischt. Dies stellt augenscheinlich die Verarbeitungsgrenze des Frischbetons dar. Die abschließende Ermittlung des Ausbreitmaßes nach DIN EN 12350-5 [73] ergibt eine Konsistenzklasse von F4 (mittleres Ausbreitmaß $d_m = 49{,}0\,\text{cm}$). Bei der Herstellung eines Balkens ($b \times h \times l = 15 \times 15 \times 70\,[\text{cm}]$) [58] und drei Würfeln (Kantenlänge $a = 150\,\text{mm}$) ist weder ein Verklumpen noch ein Absinken der Fasern feststellbar. Der Mittelwert der Würfeldruckfestigkeit aus drei Prüfungen nach 28 Tagen beträgt $f_{cm,cube} = 76{,}4\,\text{N/mm}^2$. Der Stahlfaserbeton liegt damit im Bereich der hochfesten Betone [68, 72]. Tab. 3.4 zeigt die verwendeten Bestandteile sowie Mengen der endgültigen Betonrezeptur. Es ist zu bemerken, dass die nach [65] maximal zulässigen Mengen an Mehlkorn hier um 4,5 % überschritten werden. Im Rahmen einer Forschungsarbeit wird dies jedoch als vertretbar erachtet.

Da die Menge an Fließmittel von vielen Faktoren wie der Temperatur, der Feuchtigkeit oder der Gesteinskörnung abhängt, wird der Wert aus Tab. 3.4 für die nachfolgenden Versuchsserien als Richtwert erachtet und den jeweiligen Betonchargen individuell angepasst.

Zur Validierung der Nachrissbiegezugfestigkeit werden in einer weiteren Betonage sechs Biegebalken mit den äußeren Abmessungen $b \times h \times l = 150 \times 150 \times 700\,[\text{mm}]$ mit dem in Tab. 3.4 aufgeführten Stahlfaserbeton betoniert und nach der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [58] im Vierpunkt-Biegezugversuch geprüft (s. Abb. 2.9). Parallel werden drei Würfel (Kantenlänge $a = 150\,\text{mm}$) sowie drei Zylinder (Höhe $h = 300\,\text{mm}$, Durchmesser $d = 150\,\text{mm}$) zur Ermittlung von Betondruckfestigkeit

und E-Modul hergestellt. Anders als für die Versuchsserien M40 und M80 erfolgt für diese Balkenversuche (Bezeichnung M140) zusätzlich die Versuchsauswertung nach [58], um den Stahlfaserbeton in eine Leistungsklasse einzustufen.

**Tabelle 3.4:** Betonrezeptur des Stahlfaserbetons M140

| Bestandteil | $[\mathrm{kg/m^3}]$ |
|---|---|
| Silosand 0/2 | 790 |
| Silokies 2/8 | 587 |
| Zement CEM I 52,5 R | 505 |
| Flugasche EFA-Füller® W-D/E | 167 |
| Frischwasser | 230 |
| Dramix® 5D 65/60BG | 140 |
| Fließmittel MasterGlenium ACE 430 | 2,26 |

### 3.3.2 Materialkennwerte

Die Druckfestigkeitsprüfungen nach DIN EN 12390-3 [74] ergeben mittlere Werte von $f_{\mathrm{cm,cube}} = 81{,}8\,\mathrm{N/mm^2}$ für die Würfeldruckfestigkeit bzw. $f_{\mathrm{cm}} = 64{,}5\,\mathrm{N/mm^2}$ für die Zylinderdruckfestigkeit. Damit liegt der Wert der Würfeldruckfestigkeit mit einer Abweichung von 7 % über dem der Probemischung und im Rahmen üblicher Streuungen [305]. Der mittlere E-Modul aus drei Prüfungen nach DIN EN 12390-13 [71] wird zu $E_{\mathrm{cm}} = 32\,590\,\mathrm{N/mm^2}$ bestimmt. Damit liegt dieser 15 % unter dem nach [68, 70] abgeschätzten Wert ($E_{\mathrm{cm,calc}} = 22 \cdot (f_{\mathrm{cm}}/10)^{0{,}3} \cdot 10^3 = 38\,490\,\mathrm{N/mm^2}$). Nach [165] kann der mittlere E-Modul je nach Gesteinskörnung um bis zu 30 % nach unten bzw. um 20 % nach oben abweichen, sodass die Abweichung im Rahmen von natürlichen Streuungen liegt.

### 3.3.3 Kraft-Durchbiegungs-Verlauf

In Abb. 3.8 sind die Kraft-Durchbiegungs-Kurven der einzelnen Vierpunkt-Biegezugversuche (B1 bis B6, hellgrau) sowie deren Mittelwert (schwarz) auf der primären Ordinate dargestellt. Der Variationskoeffizient ist auf der sekundären Ordinate (gestrichelt) aufgetragen.

Balken 2 – in Abb. 3.8 als B2 gekennzeichnet – zeigt einen von den übrigen Balken stark nach unten abweichenden Verlauf. Er erreicht zunächst eine geringere Matrixbiegezugfestigkeit $f_{\mathrm{ct,fl}}$ als die übrigen Balken und sein Nachbruchverhalten ist durch einen entfestigenden Ast gekennzeichnet. Mit dem statistischen Test nach GRUBBS [135] kann er als Ausreißer identifiziert und von der Auswertung der Versuchsserie ausgeschlossen werden (Anhang C) [173]. Diese erfolgt daher mit einem gegenüber [58] erhöhten Fraktilenfaktor von $k_{\mathrm{s}} = 2{,}463$ für $n = 5$ Versuche [63] (Tab. 3.5, Gl. (2.3)).

Bis zum Erreichen der Biegezugfestigkeit der Matrix von $f_{\mathrm{ct,fl}} = 4{,}4\,\mathrm{N/mm^2}$ bei einer Durchbiegung von $\delta = 0{,}09\,\mathrm{mm}$ verhalten sich die übrigen fünf Balken (B1, B3 bis B6) nahezu identisch. Die Fasern werden bei Rissbildung aktiviert und die Lasten können über die Biegezugfestigkeit hinaus gesteigert werden, sodass zunächst ein verfestigendes Materialverhalten im Nachbruchbereich

auftritt. Nach Überschreiten der maximalen Kraft fällt die Last über einen langen Verformungsweg kontinuierlich ab. Es wird eine mittlere maximale Last von 48,2 kN erreicht. Dies entspricht einer Nachrissbiegezugfestigkeit von 8,6 $\mathrm{N/mm^2}$. Die entsprechenden Durchbiegungen bei der die maximale Last erreicht wird variieren von 0,8 mm (B3) bis 2,0 mm (B4). Auf einzelne Lastabfälle folgt stets ein Wiederanstieg der Kraft, sodass ein duktiles Verhalten vorliegt. Der Variationskoeffizient steigt mit zunehmender Verformung an und stagniert ab einer Durchbiegung von ca. $\delta = 2{,}0\,\mathrm{mm}$ bei seinem Maximalwert von 18 %. Im Mittel liegt er bei 12,7 % und somit über den Werten für die mit Innenschalung betonierten Balken der Serien M40-b und M80-b und dem mit 80 $\mathrm{kg/m^3}$ Stahlfasern konventionell betonierten Balken (M80-a). Zu beachten ist jedoch, dass hier fünf statt drei Balken in die Auswertung einfließen und die Streuungen nur begrenzt vergleichbar sind. Im Gegensatz zur geraden Faser mit Ankerknoten der Versuchsserien M40 und M80 für eindimensionale Strukturen, besitzt die hier verwendete Stahlfaser eine mehrfache hakenförmige Endverankerung, die zu einer schlechteren Verteilung und Orientierung und so zu höheren Streuungen im Tragverhalten führt [164]. Gerade Stahlfasern mit vergleichbar hohen Zugfestigkeiten, wie die hier verwendete 5D-Faser, waren zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung jedoch nicht verfügbar. Eine Entwicklung hin zur geraden Stahlfaserform bei gleichzeitig hohen Dehnsteifigkeiten und Zugfestigkeiten könnte vergleichbar niedrige Streuungen wie bei der Serie M80 erzielen.

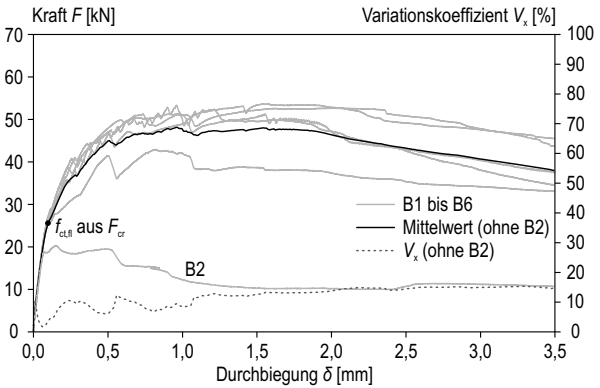



**Abbildung 3.8:** Kraft-Durchbiegungs-Kurven, Mittelwert sowie Variationskoeffizient der Vierpunkt-Biegezugversuche M140

### 3.3.4 Bestimmung der Nachrisszugfestigkeit

Die statistische Auswertung der Versuche und die Einstufung des Stahlfaserbetons in eine Leistungsklasse nach [58] sind in Tab. 3.5 aufgeführt. Es werden mittlere Nachrissbiegezugfestigkeiten von $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L1}} = 7{,}98\,\mathrm{N/mm^2}$ bzw. $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L2}} = 6{,}76\,\mathrm{N/mm^2}$ erreicht. Sie liegen damit etwa auf dem Niveau der Serie M80 – trotz einer Erhöhung der Fasermenge um 75 %.

Da die charakteristischen Werte der Nachrissbiegezugfestigkeit für die Leistungsklassenwerte $i = \mathrm{L1}$ und L2 über dem maximal zulässigen Wert der in [58] definierten Leistungsklassenwerte von L1 =

L2 = 3,0 liegen, wird der Stahlfaserbeton in ebendiese eingestuft. Angemerkt sei, dass die DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton die Verwendung hochfester Betone ab einer Betonfestigkeitsklasse von C55/67 nicht abdeckt und Leistungsklassenwerte von > 2,4 nur mit einer ZiE oder einer abZ möglich sind. Der hier verwendete Beton liegt somit außerhalb der Gültigkeit der Richtlinie.

**Tabelle 3.5:** Statistische Auswertung der Vierpunkt-Biegezugversuche M140 nach [58]

| Bezeichnung | | Einheit | L1 | L2 |
|---|---|---|---|---|
| Mittelwert | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i}$ | [N/mm²] | 7,98 | 6,76 |
| Standardabweichung | $\sigma_i$ | [N/mm²] | 0,60 | 1,00 |
| Variationskoeffizient | $V_{\mathrm{x}}(i)$ | [-] | 0,08 | 0,15 |
| log. Mittelwert | $\mathrm{L}f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i}$ | [-] | 2,08 | 1,90 |
| log. Standardabweichung | $\mathrm{L}\sigma_i$ | [-] | 0,08 | 0,15 |
| Fraktilenfaktor | $k_{\mathrm{s}}$ | [-] | 2,463 | |
| Charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflk},i}$ | [N/mm²] | 6,57 | 4,63 |
| Obergrenze charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit | $0{,}51 \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i}$ | [N/mm²] | 4,10 | 3,48 |
| maßg. charak. Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cfl},i}$ | [N/mm²] | 4,10 | 3,48 |
| Leistungsklasse | | | L3,0/3,0 | |

Aufgrund der Überschreitung der maximalen Leistungsklassenwerte nach [58] werden im Folgenden die maßgebenden charakteristischen Nachrissbiegezugfestigkeiten $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cfl},i}$ statt der aus den Leistungsklassenwerten ermittelten Werte L1 = L2 = 3,0 verwendet. Diese werden mit Umrechnungsfaktoren nach den Gln. (2.6, 2.7) in Grundwerte zentrischer Nachrisszugfestigkeiten $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0},i}$ mit $i$ = L1, L2 für SDL2 (Gln. (3.4, 3.5)) bzw. $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0,u}}$ für SDL1 (Gl. (3.6)) transformiert.

$$f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0,L1}} = \beta_{\mathrm{L1}} \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflk,L1}} = 0{,}40 \cdot 4{,}10 = 1{,}64\,\mathrm{N/mm^2} \tag{3.4}$$

$$f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0,L2}} = \beta_{\mathrm{L2}} \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflk,L2}} = 0{,}25 \cdot 3{,}48 = 0{,}87\,\mathrm{N/mm^2} \tag{3.5}$$

$$f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0,u}} = \beta_{\mathrm{u}} \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflk,L2}} = 0{,}37 \cdot 3{,}48 = 1{,}29\,\mathrm{N/mm^2} \tag{3.6}$$

Auf Mittelwertniveau (Bruchlast) ergeben sich folgende mittlere Grundwerte der zentrischen Nachrisszugfestigkeiten $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0m},i}$ (Gln. (3.7, 3.8)) bzw. $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0m,u}}$ (Gl. (3.9)).

$$f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0m,L1}} = \beta_{\mathrm{L1}} \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L1}} = 0{,}40 \cdot 7{,}98 = 3{,}19\,\mathrm{N/mm^2} \tag{3.7}$$

$$f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0m,L2}} = \beta_{\mathrm{L2}} \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L2}} = 0{,}25 \cdot 6{,}76 = 1{,}69\,\mathrm{N/mm^2} \tag{3.8}$$

$$f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct0m,u}} = \beta_{\mathrm{u}} \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L2}} = 0{,}37 \cdot 6{,}76 = 2{,}50\,\mathrm{N/mm^2} \tag{3.9}$$

### 3.3.5 Rissbilder

Abb. 3.9 zeigt die unterseitigen Rissbilder der sechs Balken B1 bis B6. In den Versuchen kann eine stark ausgeprägte Verzweigung des Hauptrisses beobachtet werden. Verglichen mit den Rissbildern der Serie M80 sind hier tendenziell noch stärker verzweigte und feinere Risse sichtbar. Ebenso bilden sich neben dem Hauptriss weitere feine Risse zwischen den Lasteinleitungspunkten (Mehrfachrissbildung). Bei Balken B2 ist die für den Kurvenverlauf in Abb. 3.8 charakteristische Einzelrissbildung angedeutet, die zu dem unterkritischen Tragverhalten führt. Ebenso ist bei Balken B3 tendenziell eine Einzelrissbildung erkennbar. Auch sein Tragverhalten weicht vom Mittelwert nach unten hin ab, wenn auch nicht so stark wie das von B2.

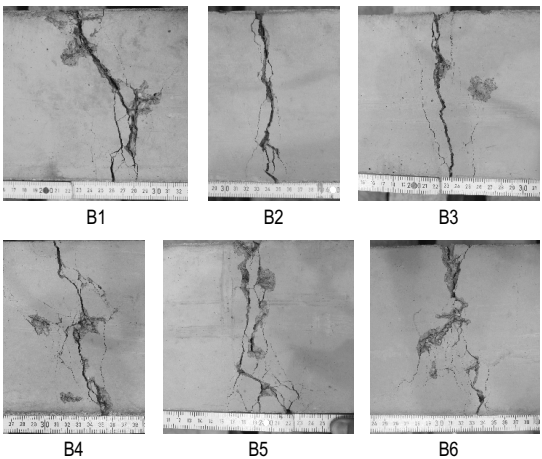



**Abbildung 3.9:** Ausschnitt der Unterseite der Versuchskörper mit Hauptriss

Das Durchtrennen des Balkens B2 im Riss mithilfe des Nasssägeverfahrens und die Untersuchung der Schnittansicht zeigen potenzielle Hohlräume, die zu der geringen Tragfähigkeit geführt haben könnten (Abb. 3.10). Die Hohlräume könnten aber auch durch das Nasssägen und das daraus resultierende Auswaschen oder eine durch die Prüfung zerstörte Matrix herbeigeführt worden sein. Ebenso ursächlich kann jedoch auch unzureichend zugeführte Verdichtungsenergie sein. Eine Faseransammlung kann jedoch nicht festgestellt werden.

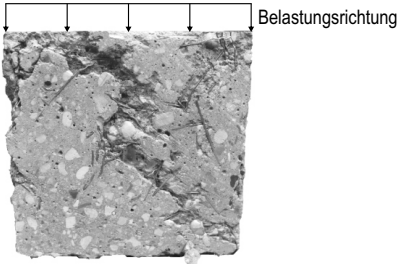



**Abbildung 3.10:** Ansicht des Sägeschnitts durch den Riss in Balken B2

## 3.4 Zweidimensionale Steuerung der Faserorientierung

### 3.4.1 Einführung

Die vorgestellten Erkenntnisse für die Steuerung der Faserorientierung in eindimensionalen Bauteilen werden nun auf räumliche Probekörper übertragen. Die Eigenschaft der Stahlfasern sich mit steigendem Fasergehalt automatisch aneinander auszurichten und so Streuungen im Tragverhalten zu reduzieren, sowie die Ausrichtung senkrecht zur Betonierrichtung, werden hier genutzt, um Fasern in einer Platte zweidimensional zu steuern. Zur Untersuchung der Faserorientierung wird aus dem entwickelten Stahlfaserbeton mit $140\,\mathrm{kg/m^3}$ Stahlfasern eine Platte mit den äußeren Abmessungen $l \times b \times h = 50 \times 50 \times 10\,[\mathrm{cm}]$ hergestellt (Abb. 3.11). Die Höhe der Platte ist dabei auf die Stahlfaserlänge von $l_\mathrm{f} = 6\,\mathrm{cm}$ angepasst, um den Faserwinkel zur horizontalen Ebene zu minimieren, ein Aufstellen zu verhindern und die Streuung der Faserorientierung in Richtung der Betonierrichtung zu reduzieren. Für eine zweidimensionale Ausrichtung in Richtung der beiden Haupttragrichtungen wird horizontal betoniert, der Beton mittig eingefüllt und extern mithilfe eines Rütteltisches verdichtet. Nach einer vierwöchigen Erhärtungsphase werden zur Eliminierung des Randeffekts die Ränder der Platte in einem Abstand von 5 cm im Nasssägeverfahren abgetrennt. Der verbleibende Plattenteil wird in 16 Würfel der Kantenlänge 10 cm geschnitten (Abb. 3.11).

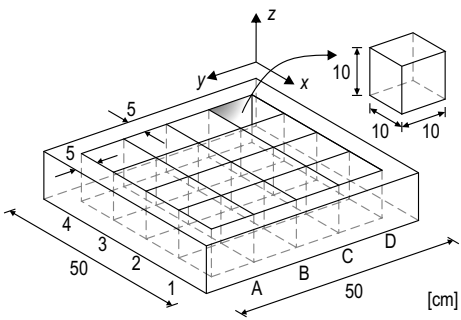



**Abbildung 3.11:** Vorgehen zur Messung der Faserorientierung in einer Platte mithilfe des BSM 100

Diese werden, wie die Würfel und Restquader der Balkenserien M40 und M80, mithilfe des BSM 100 vermessen. Für eine zentrische Positionierung im Sensor, wird die Probe durch eine Holzplatte erhöht. Der Fokus der Untersuchungen liegt hier auf der erreichbaren Faserorientierung durch die indirekte Steuerung der Geometrie (Struktur), der Betonage (Prozess) und den Einsatz großer Fasermengen $> 80\,\mathrm{kg/m^3}$ (Material) im Vergleich zur Verwendung einer Innenschalung.

### 3.4.2 Faserorientierung

Die Einzelergebnisse der 16 Würfel A1 bis D4 sind in Abb. 3.12 dargestellt. Gut zu erkennen ist die deutlich geringere prozentuale Ausrichtung der Fasern in $z$-Richtung (hellgraue Fläche) gegenüber beiden anderen Richtungen. In $x$- und $y$-Richtung richten sich die Fasern etwa zu gleichen Teilen aus.

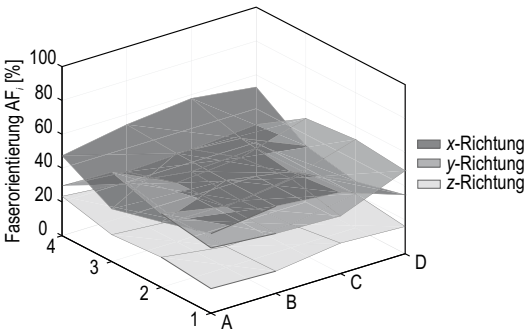



**Abbildung 3.12:** Ergebnisse der prozentualen Faserorientierung in der Platte je Raumrichtung

Tab. 3.6 fasst die Ergebnisse je Raumrichtung $i = x, y, z$ zusammen. Dort sind die mittleren prozentualen Ausrichtungsanteile $\mathrm{AF}_i$, deren Variationskoeffizient $V_{\mathrm{x},i}$, die daraus ermittelten Faserorientierungsfaktoren $\eta_{\mathrm{f},i}$ nach Gl. (3.2) sowie der mittlere Winkel zwischen den Fasern und der jeweiligen Koordinatenrichtung nach Gl. (2.1) angegeben.

**Tabelle 3.6:** Prozentuale Ausrichtungsanteile $\mathrm{AF}_i$, Variationskoeffizienten $V_{\mathrm{x},i}$, Faserorientierungsfaktoren $\eta_{\mathrm{f},i}$ sowie Winkel zur Achse $\alpha_i$ für die drei Raumrichtungen $i = x, y, z$

| Richtung | $\mathrm{AF}_i$ [%] | $V_{\mathrm{x},i}$ [%] | $\eta_{\mathrm{f},i}$ [-] | $\alpha_i$ [°] |
|---|---|---|---|---|
| $x$ | 45,1 | 20,3 | 0,72 | 43,2 |
| $y$ | 38,7 | 22,4 | 0,62 | 51,2 |
| $z$ | 16,2 | 19,2 | 0,26 | 75,0 |

Die Mittelwerte der Ausrichtungsanteile der Platte sind geringfügig größer als die der mit Innenschalung betonierten Balken (M40-b, M80-b), obwohl hier keine Innenschalung verwendet wurde. In

Betonierrichtung der Platten ($z$-Richtung) liegen im Vergleich zu den konventionell und mit Innenschalung betonierten Balken in Betonierrichtung ($y$-Richtung der Balken) prozentual weniger Fasern. Durch die Begrenzung der Höhe konnte der Effekt des Ausrichtens senkrecht zur Betonierrichtung verstärkt werden. Die Fasern stehen im Mittel um 75° geneigt zur $z$-Richtung, liegen also deutlich in Richtung der Zugtrajektorien. Dennoch ist zu beachten, dass die gemessenen Ausrichtungsanteile für alle Richtungen aufgrund der flächigen Ausbreitung stärker als diejenigen der Balken streuen.

Wird von den möglichen 100 % der Wert für die Faserorientierung in $z$-Richtung (16,2 %) subtrahiert, so sollten für eine ideale zweidimensionale Faserverteilung 41,9 % der Fasern jeweils in $x$- und $y$-Richtung ausgerichtet sein. Mit einer geringen Abweichung von ±3,2 % ist hier eine gleichmäßige, zweidimensionale Ausrichtung der Fasern gegeben.

Mit Gl. (2.1) berechnet sich der mittlere Winkel $\phi$ zwischen der Horizontalen ($x$-$y$-Ebene) und der Faser zu 15°. Der zugehörige Faserorientierungsfaktor für die $z$-Richtung entspricht $\eta_{f,z} = 0{,}26$. Nur wenige Fasern stellen sich parallel zur Betonierrichtung auf.

Nach [259] ergibt sich für ein Verhältnis von Bauteilhöhe $h$ zu Faserlänge $l_f$ von $h/l_f = 10/6 = 1{,}67$ ein Faserorientierungsfaktor von ca. 0,6, der nach [244] eine zweidimensionale Faserorientierung widerspiegelt. In [95] ergibt sich für eine Bauteilhöhe von 10 cm ein Faserorientierungsfaktor von ebenfalls 0,6. Nach [189] ergibt sich ein Faserorientierungsfaktor von 0,65. Mit der in [215] hergeleiteten Formel für den Faserorientierungsfaktor in Abhängigkeit der Bauteilhöhe ergibt sich für die gegebene Geometrie ein Faserorientierungsfaktor von 0,55. Auch dieser befindet sich noch in den Grenzen für eine zweidimensionale Faserorientierung. Mit Orientierungsfaktoren von 0,72 bzw. 0,62 für die $x$- bzw. $y$-Richtung liegt eine zweidimensionale Faserorientierung vor. Durch die indirekte Steuerung über die Fasermenge, die Betonage und die Geometrie kann die Faserorientierung in Richtung der Zugtrajektorien folglich auch ohne die Verwendung einer Innenschalung gesteuert werden.

## 3.5 Zwischenfazit

Für eindimensionale Strukturen – wie Balken – sind Innenschalungen geeignet, um Stahlfasern entlang der aus Biegung resultierenden Zugspannungstrajektorien zu orientieren, da Stahlfasern dazu neigen, sich an den Schalungsflächen (Randeffekt) und bei seitlicher Begrenzung in Fließrichtung (Tunneleffekt) zu orientieren. Die Orientierung senkrecht zu den Biegerissen wird hauptsächlich über die Betonierrichtung gesteuert. Der Anteil der zum Riss parallel stehenden Fasern konnte durch die Innenschalung für Fasermengen von 40 kg/m³ und 80 kg/m³ um 67 % reduziert werden. Dabei nimmt mit steigender Fasermenge der Einfluss der Innenschalung auf die Streuung im Nachbruchverhalten ab, da allein die steigende Anzahl der den Riss kreuzenden Fasern Streuungen reduziert [142]. Eine Ausrichtung der Stahlfasern an den Zugspannungstrajektorien beeinflusst kaum die Größe der Nachrissbiegezugfestigkeit.

Das entwickelte Innenschalungskonzept kann auf andere Lastfälle erweitert und angepasst werden, wie z. B. die Ausrichtung der Stahlfasern an die geneigten Zugstreben, die aus einer Querkraftbelastung resultieren, sodass ggf. auf Bügelbewehrung verzichtet werden könnte.

Für zweidimensionale Strukturen können durch die gezielte Begrenzung der Bauteilhöhe auf das 1,7-fache der Faserlänge, die Maximierung der Fasermenge und die Beeinflussung der Betonage- und

Verdichtungstechnik die Faserorientierung in die beiden Richtungen der Zugtrajektorien gesteuert werden.

Durch die Verdopplung der Fasermenge von 40 kg/m$^3$ auf 80 kg/m$^3$ kann die Nachrissbiegezugfestigkeit um 37 % bis 67 % mit tendenziell größerem Effekt für den Bereich größerer Verformungen (Leistungsklassenwert L2) gesteigert werden. Zur Maximierung der Tragfähigkeit bei gleichbleibend guter Verarbeitbarkeit und Betonierbarkeit ist es gelungen eine Stahlfasermenge von 140 kg/m$^3$ in den Frischbeton einzubringen. Mit dieser Erhöhung der Fasermenge von 80 kg/m$^3$ auf 140 kg/m$^3$ (+75 %) konnte jedoch keine signifikante Steigerung der Nachrissbiegezugfestigkeit mehr realisiert werden [205, 231].

Die Rissbilder der Balken, die mit 140 kg/m$^3$ Stahlfasern hergestellt wurden, zeigten ein verzweigteres und feineres Rissbild mit einer vermehrt auftretenden Mehrfachrissbildung im Vergleich zur Betonrezeptur mit 80 kg/m$^3$ Stahlfasern. Dies sicherte ein duktiles Bauteilverhalten bei alleiniger Bewehrung des Betons mit Stahlfasern, bei hier statisch bestimmter Lagerung. Durch die Umlagerungsfähigkeit eines mehrfach statisch unbestimmt gelagerten Systems einer Platte wird dieses Verhalten noch verstärkt, Streuungen sinken weiter [98]. Ebenso wurden für größere Fasermengen niedrigere Streuungen im Tragverhalten auch ohne mechanische Ausrichtung erreicht [142, 193]. Aufgrund dessen wird für weitere Versuchsserien die Betonrezeptur mit 140 kg/m$^3$ Stahlfasern verwendet, auch wenn damit keine Steigerung der Nachrisszugfestigkeit mehr erreicht werden konnte.

Die DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton transformiert Nachrisszugfestigkeiten aus den Nachrissbiegezugfestigkeiten mithilfe von Umrechnungsfaktoren $\beta$. Diese basieren auf stark vereinfachten Annahmen und einem entfestigenden Nachbruchverhalten. Ebenso sind die eindimensionale Faserorientierung und -verteilung in einem Balken nicht vergleichbar mit derjenigen in zweidimensionalen Strukturen wie einer Platte, in der eine flächige Ausrichtung zu erwarten ist. Nur bedingt geben deshalb die aus Nachrissbiegezugfestigkeiten an kleinformatigen Balken ermittelten Nachrisszugfestigkeiten die realen Tragfähigkeiten in einem realmaßstäblichen Bauteil wieder. Aus diesem Grund wurden mit dem entwickelten, hochdosierten Stahlfaserbeton mit 140 kg/m$^3$ Stahlfasern zentrische Zugversuche durchgeführt, worüber nachfolgend berichtet wird.

# 4 Konzeptionierung und Durchführung von Zugversuchen

## 4.1 Probekörper

### 4.1.1 Einführung

Die Erfassung von Festigkeiten realmaßstäblicher Bauteile anhand kleinformatiger Materialeinstufungstests spielt eine entscheidende Rolle bei der sicheren und wirtschaftlichen Dimensionierung und Bemessung von Bauteilen aus Stahlfaserbeton. Aufgrund des großen Einflusses der Faserorientierung, -verteilung und Bauteilgeometrie auf die Tragfähigkeit nach Rissbildung im Vierpunkt-Biegezugversuch, ist eine realitätsnahe Erfassung der Zugtragfähigkeit aus diesen über Umrechnungs- und Anpassungsfaktoren bislang kaum möglich. Die im Folgenden vorgestellten Zugversuche spiegeln jedoch die bauteilgegebenen Bedingungen bzgl. Faserorientierung und -verteilung in einem zweidimensionalen Bauteil wider und ermöglichen so eine direkte Ermittlung der Zugtragfähigkeit und des Spannungs-Rissöffnungs-Verhaltens.

Die Dicke des Zugprobekörpers orientiert sich an der des zu erstellenden Stahlfaserbeton-Halbfertigteils und wird daher auf 10 cm festgelegt. Auf ein Kerben des Probekörpers wird verzichtet, um Kerbspannungen zu vermeiden, somit zentrische Zugfestigkeiten zu erfassen und ein Versagen an der schwächsten Querschnittsstelle zu ermöglichen. Streuungen im Tragverhalten werden dadurch reduziert. Für eine praktikable Messung der Rissöffnung, wird eine Knochenform gewählt, die über eine Länge von 10 cm eine konstante Querschnittsfläche $A$ und somit eine konstante Zugzone $T$ aufweist (Abb. 4.1). Um Spannungsspitzen und damit Sollbruchstellen im Bereich der Verjüngung zu vermeiden, wird die Knochenform mithilfe der *Methode der Zugdreiecke* [210, 211] dem Kraftfluss angepasst (Abb. 4.1). Diese simuliert die aus der Bionik stammende adaptive biologische Wachstumsregel nach MATTHECK [208, 209].

Der Probekörper wird zunächst rechteckig betoniert und nach dem Aushärten mittels Hochdruckwasserstrahl in seine Knochenform gebracht. Dadurch wird der festigkeitssteigernde Randeffekt, der in einem Bereich von etwa der halben Faserlänge $l_f/2 = 3\,\text{cm}$ entlang der seitlichen Schalränder auftritt, eliminiert (dunkelgrau gefärbter Bereich in Abb. 4.1). Die Schalung ist planmäßig etwa dreimal

Teilergebnisse dieses Kapitels wurden vorab publiziert: LOOK, K.; MARK, P.: *Steel fiber reinforced concrete tensile testing with eliminated lateral wall effect*. In: Structural Concrete, early view veröffentlicht am 24. Mai 2022. (DOI: 10.1002/SUCO.202100831) [198] und LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Direct tensile tests of supercritical steel fibre reinforced concrete*. In: P. Serna; A. Llano-Torre; J. R. Martí-Vargas; J. Navarro-Gregori (Hrsg.) Fibre Reinforced Concrete: Improvements and Innovations II, RILEM Bookseries, Band 36. Springer International Publishing, Cham, 2022, S. 132–142. (DOI: 10.1007/978-3-030-83719-8_12) [194]

breiter als die Länge der Stahlfaser ($3\,l_f \approx 20\,\text{cm}$), sodass während der Betonage von einer ungestörten Ausrichtung in der Ebene auszugehen ist. Die Betonage der Probekörper erfolgt horizontal. So entsteht nahezu über die gesamte Länge der Verjüngung des Probekörpers eine dem realen Bauteil ähnliche, zweidimensionale Faserorientierung (hellgrau gefärbter Bereich in Abb. 4.1).

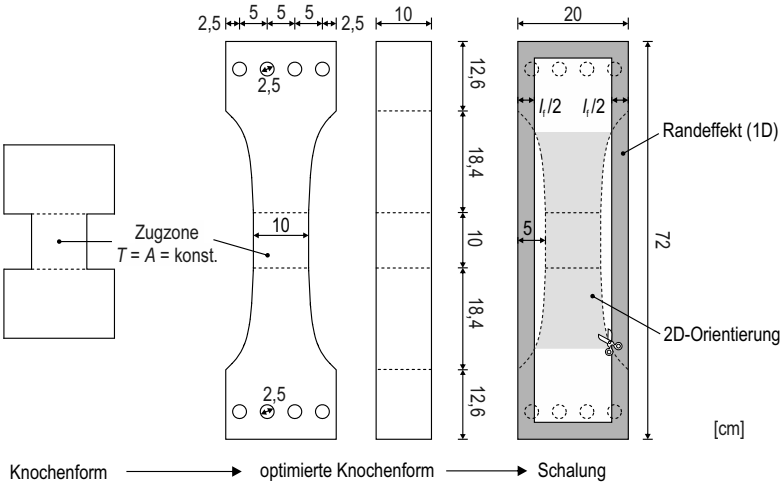



**Abbildung 4.1:** Entwicklung des Probekörpers, seine endgültigen Abmessungen sowie die der Schalung

### 4.1.2 Konzept

Natürliche Strukturen wie Bäume oder Knochen weisen evolutionsbedingt bei möglichst kleinem Materialeinsatz einen möglichst großen Widerstand gegen Versagen auf. Sie lagern Material an hochbelasteten Stellen an und sparen es in wenig belasteten Bereichen [113, 146, 208]. So entstehen an den Kraftfluss angepasste Geometrien. Die *Computer Aided Optimization* (CAO) simuliert dieses Verhalten und optimiert so die Form jeder beliebigen Struktur [146]. Aus dem CAO-Verfahren ist eine grafische Methode zur Formoptimierung abgeleitet worden, die sogenannte Methode der Zugdreiecke [210, 211]. Mit ihr kann bei nahezu äquivalenter Kerbspannungsreduktion auf zeitintensive Berechnungen mit Finiten Elementen (FE) zur Formfindung verzichtet werden [113]. Ausgehend von einem 45°-Winkel, wird ein Dreieck in Richtung der 90°-Ecke abgesteckt (Abb. 4.2, Detail A). Es entsteht eine Kerbe mit größerem Winkel als dem Ausgangswinkel von 90° ($i = 1$). Je stumpfer der Winkel wird, desto geringer werden die Spannungskonzentrationen. Ausgehend vom Schnittpunkt des Dreiecks mit der Senkrechten als Mittelpunkt, wird ein Kreisbogen mit dem Radius der halben Hypotenusenlänge des ersten Dreiecks gezeichnet. Durch die Strecke zwischen dem Mittelpunkt der Hypotenuse und dem Schnittpunkt des Kreisbogens mit der Senkrechten entsteht eine weitere Kerbe ($i = 2$). Dieses Vorgehen wird bis zum Erreichen der gewünschten Kerbspannungsreduktion wiederholt. Die verbleibenden Übergänge werden mit Kreisbögen ausgerundet (Abb. 4.2, Detail A, gestrichelte Linie) [211].

Im streng mathematischen Sinne erfordert jede Optimierung die Minimierung oder Maximierung einer Zielfunktion [146]. Auch wenn dies bei der hier genutzten grafischen Methode der Zugdreiecke nicht erfüllt ist, wird für ein leichteres Verständnis, der Begriff Optimierung dennoch genutzt.

Abb. 4.2 zeigt die Spannungsverteilung innerhalb des Probekörpers vor der Optimierung ($i = 0$), sowie zum Vergleich nach $i = 1, 2$ und 5 Optimierungsschritten. Sie wurden mithilfe des FE-Programms RFEM [88] unter Ansatz linear-elastischen Materialverhaltens berechnet.

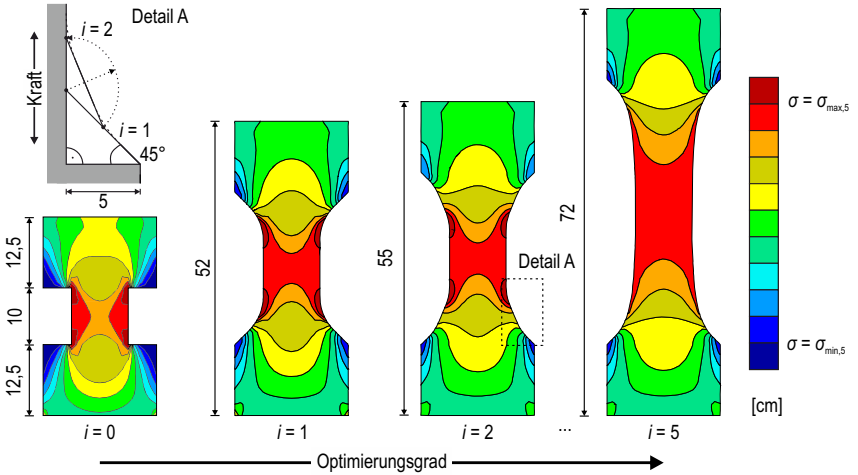



**Abbildung 4.2:** Vergleich der Spannungsverteilungen innerhalb des Probekörpers für $i = 0, 1, 2$ und 5 Optimierungsschritte

Deutlich zu erkennen ist die homogenere Spannungsverteilung im Bereich der Verjüngung bzw. der Zugzone mit steigendem Optimierungsgrad. Die am ursprünglichen Probekörper ($i = 0$) vorhandenen Spannungsspitzen beim Übergang von der Zugzone zum Lasteinleitungsbereich werden geringer, je größer der Optimierungsgrad wird. Aufgrund der zwei Nebenbedingungen einer konstanten Zugzone (10 cm) und eines konstant langen Lasteinleitungsbereichs (12,5 cm), der für die Klemmplatten benötigt wird, wird der Probekörper mit jedem Optimierungsschritt länger. Von anfänglichen 35 cm hat sich die Probekörperlänge nach fünf Schritten auf 72 cm mehr als verdoppelt.

Abb. 4.3 zeigt die Spannungsverläufe entlang der entstehenden Schnittkante für das Wasserstrahlen nach $i = 0$, 1, 2, 3, 4 und 5 Schritten. Dabei sind die am Probekörper auftretenden Spannungen $\sigma_i$ auf die am ursprünglichen Probekörper maximal auftretende Spannung $\sigma_{max,0}$ bezogen. Die Laufrichtung $x$ als Schnittrichtung ist dabei auf die Länge der jeweiligen Verjüngung $l_s$ normiert.

Für die ursprüngliche Form $i = 0$ (100 %, schwarze Linie) treten zwei Spannungsspitzen bei $x/l_s = 0{,}25$ an den Innenkanten des Knochens auf (dunkelroter Bereich in Abb. 4.2). Mit wachsendem Optimierungsgrad wird die Kerbe mehr dem Kraftfluss angepasst, sodass sich die maximal auftretende Spannung $\sigma_i$ verringert und die Zahl der Spannungsspitzen steigt. Dabei nehmen sowohl der Gradient zwischen den einzelnen Spannungsspitzen als auch die Spannungsmaxima vom Wert her ab. Die

Spannungsverteilung über die Verjüngung des Querschnitts wird homogener und geringere Kerbspannungen treten auf, die zu potenziellen Anrissen führen könnten [281]. Nach $i = 5$ Schritten ist eine nahezu gleichmäßige Spannungsverteilung entlang der Schnittkante erreicht. Das Spannungsmaximum entspricht dann noch ca. 69 % der Spannungen am ursprünglichen Probekörper.

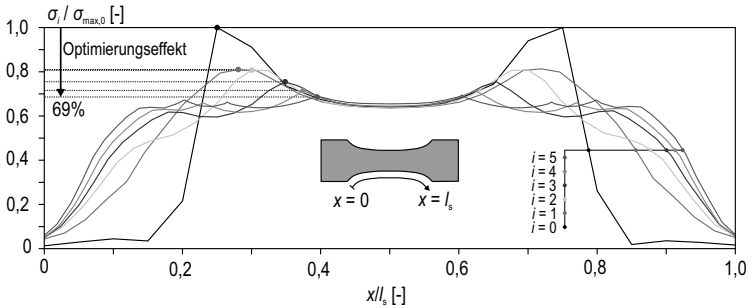



**Abbildung 4.3:** Relative Spannungsverläufe $\sigma_i/\sigma_{\max,0}$ entlang der bezogenen Schnittlängen $x/l_s$ für $i = 0$, 1, 2, 3, 4 und 5 Optimierungsschritte

Mit steigendem Optimierungsgrad wächst die Spannungshomogenität nur noch unterproportional an. Mit den ersten zwei Iterationen wird das Spannungsverhältnis bereits auf 81 % von $\sigma_{\max,0}$ reduziert. In weiteren drei Iterationen ($i = 3,4,5$) wird nur noch eine Reduktion auf 69 % erzielt. Jede weitere Optimierung würde die Spannungsverläufe weiter abflachen, den Probekörper aber unverhältnismäßig verlängern. Aufgrund der maximal prüfbaren Länge in der Prüfmaschine sind die Abmessungen des Probekörpers begrenzt – hier sind es etwa 100 cm. Daher wird der Probekörper für die Zugversuche nach $i = 5$ Optimierungsschritten in ein 3D-CAD-Modell (Computer Aided Design) überführt.

### 4.1.3 Herstellung

Die Herstellung des Betons und der sieben Probekörper Z1 bis Z7 erfolgt im Betonlabor der Konstruktionsteilprüfung KIBKON der Ruhr-Universität Bochum. Einer der Probekörper dient ihrer Vermessung, sechs der Probekörper werden anschließend im Zugversuch geprüft. Die inneren Abmessungen der Schalung (s. Abb. 4.1) betragen $b \times d \times l = 20 \times 10 \times 72$ [cm]. Damit der Probekörper in der Versuchseinrichtung festgehalten werden kann, werden oben und unten mithilfe von PVC-Rohren (Polyvinylchlorid) jeweils vier Löcher (Außendurchmesser $d_a = 25$ mm) ausgespart. Durch diese werden später Gewindestangen geführt, die Teil einer eigens entwickelten Klemmvorrichtung sind (Abschnitt 4.2).

Die Rohre sind im unteren Schalbrett mittels Nut 3 mm tief versenkt und mithilfe von Silikon fixiert, sodass eine präzise und sichere Positionierung während des Herstellungsprozesses gewährleistet ist. Wie in Abb. 4.4 zu erkennen, wird dies durch eine obere Querverstrebung, die mit den äußeren Schalbrettern verbunden ist, unterstützt. Die Betonage erfolgt liegend, mittels Schaufeln in zwei Schichten. Verdichtet wird extern mithilfe eines Rütteltisches, um die Faserorientierung und -verteilung nicht zu beeinflussen [51]. Die Schalungen werden zunächst bis zur Hälfte gefüllt, der Beton 30 s lang verdich-

tet und dann vollständig befüllt, um ein Absinken der Fasern während der Verdichtung zu verhindern [117]. Das abschließende Verdichten erfolgt gerade so lang, bis kaum noch sichtbare Luftblasen zu erkennen sind. Parallel werden drei Würfel (Kantenlänge $a = 150\,\mathrm{mm}$) zur Ermittlung der Druckfestigkeit nach DIN EN 12390-3 [74] hergestellt. Nach 24 h werden die PVC-Rohre entfernt, die Probekörper ausgeschalt und bei ca. 20 °C luftgelagert. Die Betondruckfestigkeit als Mittelwert aus drei Würfeln nach 28 Tagen beträgt $f_{\mathrm{cm,cube}} = 84{,}6\,\mathrm{N/mm^2}$. Der Wert liegt 3 % über dem Wert der Würfeldruckfestigkeit des in Kapitel 3.3 beschriebenen Betons und damit im Bereich üblicher Streuungen von Beton [305].

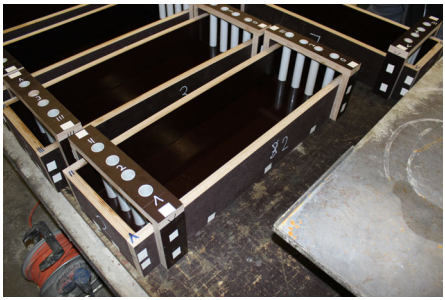


**Abbildung 4.4:** Schalungen für die Probekörper der Zugversuche

Sieben Tage vor der Zugprüfung werden die Probekörper mittels Hochdruckwasserstrahl (STM PremiumCut) in ihre Knochenform gebracht (Abb. 4.6(a)). Für einen passgenauen Zuschnitt wird die 3D-CAD-Datei direkt in das System eingelesen. Für den Schnitt wird eine abrasive Schneidmethode angewendet [172]. Dem Hochdruckwasserstrahl (3600 bar) wird dabei feinkörniger Granatsand zugegeben. Der Schneidstrahl schiebt somit Abraummaterial vor sich her. Aufgrund der Reibung verliert er mit wachsender Eindringtiefe an Energie, sodass er in seiner Ausrichtung nicht senkrecht zur Oberfläche verbleibt [172]. Es entsteht eine ausgeprägt nachlaufende Rillenstruktur (s. Abb. 4.5). Je höher die Schnittgeschwindigkeit, je größer der Radius und je dicker das Material sind, desto größer werden der Rillennachlauf $r$ und die Tiefe und Breite der Rillen [111].

Die Wasserstrahlschneidetechnik wird im Betonbau vorwiegend zur Instandsetzung von Stahlbetonbauteilen und zum Freilegen von Stabbewehrung genutzt [144], sodass für das gezielte Trennen von Beton mit Hochdruckwasserstrahl – im Gegensatz zu Baustahl – nur wenige Erfahrungswerte vorliegen. Deshalb wird zur Erprobung des Verfahrens an 5 cm dicken Stahlfaserbetonplatten der Einfluss der Schnittgeschwindigkeit auf die Qualität der Schnittfläche untersucht. Das Ergebnis ist in Abb. 4.5 dargestellt. Links wurde mit einer Vorschubgeschwindigkeit von $v = 15\,\mathrm{mm/min}$ geschnitten. Rechts wurde etwa die doppelte Geschwindigkeit gewählt ($v = 36{,}6\,\mathrm{mm/min}$). Der Rillennachlauf $r$ verdreifacht sich hierbei (Abb. 4.5). Ebenso steigt die Rauigkeit mit wachsender Eindringtiefe an. Die Geschwindigkeit muss somit möglichst klein gewählt werden. Dadurch verlängert sich die Dauer des Schneidvorgangs jedoch erheblich.

Vorteile des Wasserstrahlschneidens gegenüber anderen Trennverfahren, wie dem Laser- oder Plasmaschneiden, ist die hohe Variabilität bezüglich des Materials und die maximal schneidbare Werk-

stückdicke sowie die Möglichkeit Verbundwerkstoffe – wie Stahlfaserbeton – zu trennen [172]. Da beim Trennen durch Wasserstrahlschneiden kaum Hitze erzeugt wird, ergeben sich keine thermisch bedingten Veränderungen der Materialparameter [172]. Ein Einfluss auf die Zugtragfähigkeit kann somit ausgeschlossen werden.

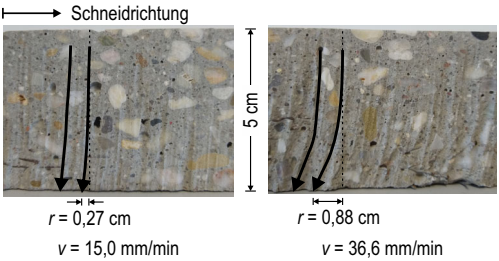
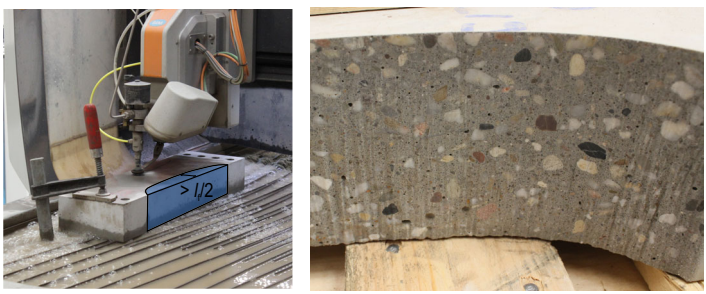



**Abbildung 4.5:** Vergleich des Rillennachlaufs $r$ für die einfache (links) und doppelte Schnittgeschwindigkeit (rechts) an einem 5 cm dicken Probekörper aus Stahlfaserbeton

Das System passt zusätzlich, in Abhängigkeit des Schneidradius, die Vorschubgeschwindigkeit an. Sie variiert für die Zugprobekörper zwischen 1,14 mm/min für den Bereich der Krümmung und 18,07 mm/min für den Bereich der Geraden. Abb. 4.6 zeigt einen Probekörper während des Schneidens in der Maschine mit dem blau hervorgehobenen bereits abgetrennten Teilstück (Abb. 4.6(a)) sowie exemplarisch einen Ausschnitt der Schnittfläche (Abb. 4.6(b)). Augenscheinlich ist der Rillennachlauf zunächst gering. Eine genaue Untersuchung erfolgt in Abschnitt 4.5.1.



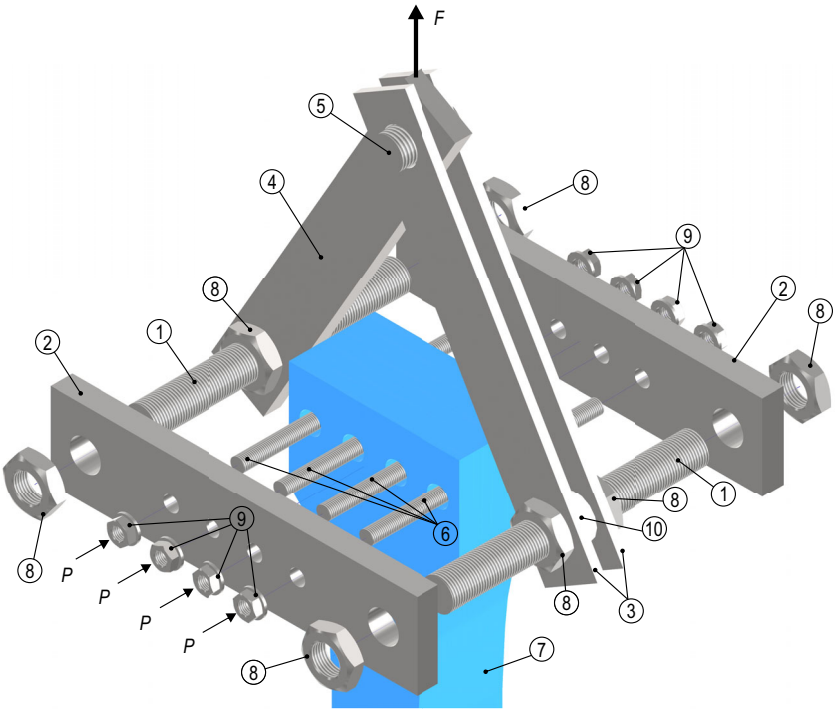

(a) (b)

**Abbildung 4.6:** Wasserstrahlschneiden: (a) Probekörper in der Wasserstrahlschneidemaschine; (b) Detail der Schnittfläche nach dem Wasserstrahlschneiden

## 4.2 Versuchsstand

Für die zentrische Zugprüfung wurde eigens ein universeller Versuchsstand konzipiert. Hauptaugenmerk lag auf einer zwängungsfreien Lasteinleitung, die die Kraft zentrisch in den Probekörper einleitet. Die möglichen Abmessungen des Probekörpers sind auf praxistypische Abmessungen von Zug-

versuchen abgestimmt [299]. Probekörper mit $b = 10$ bis 20 cm breiten und $d = 5$ bis 15 cm dicken Abmessungen sind einsetzbar (s. Abb. 4.8). Die maximal mögliche Länge des Probekörpers hängt von der Prüfmaschine ab und liegt hier bei 100 cm. Die maximal zulässige Prüfkraft des Versuchsstands beträgt 150 kN. Er besteht aus zwei identischen Lasteinleitungskomponenten. In Abb. 4.7 sind die Abmessungen der wesentlichen Elemente sowie deren Assemblierung anhand des oberen Teils dargestellt.




① Gewindestange M36-10.9, $l$ = 300 mm
② Klemmplatte, S235, $t_i$ = 25 mm, $b$ x $h$ = 430 x 100 [mm]
③ Aufhängung, S355, $t_i$ = 10 mm $b$ x $h$ = 400 x 70 [mm]
④ Aufhängung, S355, $t_i$ = 20 mm $b$ x $h$ = 400 x 70 [mm]
⑤ Gewindestange, M36-10.9, $l$ = 70 mm
⑥ Gewindestange, M16-10.9, $l$ = 270 mm
⑦ Probekörper
⑧ Mutter, M36
⑨ Mutter und Unterlegscheibe, M16
⑩ Abstandhalter, $t_i$ = 20 mm

**Abbildung 4.7:** Explosionszeichnung des Aufbaus und Abmessungen der einzelnen Bestandteile der oberen Klemmvorrichtung des Versuchsstands (unten analog)

Die obere Gewindestange ⑤ wird in die hydraulischen Spannbacken der Prüfmaschine geklemmt. Die aus drei Diagonalstreben ③ und ④ bestehende fachwerkartige Lasteinleitungskonstruktion

verteilt die Last gleichmäßig auf die beiden äußeren Gewindestangen (1). Die Last wird dann mittels Reibung über zwei Klemmplatten (2) in den Probekörper (7) mit gleichmäßiger Betonpressung eingeleitet [109, 252]. Die erforderliche Normalkraft wird über die Vorspannung $P$ der vier Gewindestangen (6) aufgebracht. Für den nötigen Reibungskoeffizienten zwischen Stahlplatte und Beton sorgt eine Beschichtung aus Epoxidharz und Korund, die auf die Innenseiten der Klemmplatten aufgebracht ist. Fixiert und zentriert wird die Versuchseinrichtung über Muttern (8) und (9) mithilfe eines Kreuzlinienlasers.

Für eine gleichmäßige Aufbringung der Pressung bei Probekörperbreiten von $b = 15$ cm stehen separate Klemmplatten mit einer um 2,5 cm versetzten Lochanordnung zur Verfügung (Abb. 4.8).

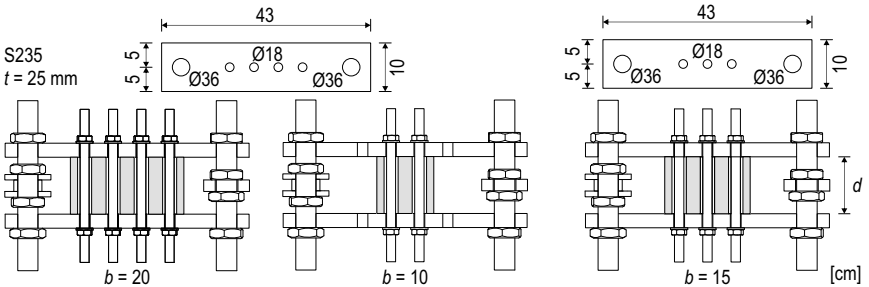



**Abbildung 4.8:** Klemmplatten des Versuchsstands für Probekörperbreiten von $b = 10$ und 20 cm bzw. 15 cm

## 4.3 Messtechnik

Die Messtechnik soll den Versuchsstand hinsichtlich der zentrischen Lasteinleitung und der relativen Bewegungen des Probekörpers gegenüber der Lasteinleitungskonstruktion überwachen und die Rissöffnung aufzeichnen. Zur Überprüfung der zentrischen Lasteinleitung sind auf den Außenseiten der Diagonalstreben der Lasteinleitungskonstruktion sechs Dehnmessstreifen (DMS) appliziert (Abb. 4.9, Bezeichnung: DMS-SW-o, DMS-NW-o, DMS-SO-o, DMS-SW-u, DMS-SO-u, DMS-NO-u). Sie sind so angebracht, dass sie die Dehnungen der Stahllaschen in Längsrichtung messen (Abb. 4.9). Die relative Bewegung des Probekörpers zur Lasteinleitungskonstruktion wird mithilfe von zwei Wegaufnehmern (WA) gemessen, von denen je einer oben und unten an einer der Klemmplatten befestigt ist und den relativen Weg zur Ober- bzw. Unterseite des Probekörpers gegen einen aufgeklebten Winkel aufzeichnet (Abb. 4.9, Bezeichnung: WA-o, WA-u). Zwei WA auf der Ostseite des Probekörpers messen die Rissöffnung über den 10 cm langen zentrischen Bereich konstanter Querschnittsbreite (Abb. 4.9, Bezeichnungen: WA-SO, WA-NO). Zwei weitere WA auf der gegenüberliegenden Seite des Probekörpers (Abb. 4.9, Bezeichnungen: WA-NW, WA-SW) messen die Rissöffnung über die gesamte Länge der Verjüngung von ca. 40 cm, da aufgrund des hohen Optimierungsgrades, der Unebenheiten der Schnittflächen und der nicht vermeidbaren Inhomogenität des Materials, Risse auch außerhalb des vordefinierten Rissquerschnitts auftreten können. Es werden je Seite zwei Wegaufnehmer appliziert, um mögliche Biegeeffekte zu kontrollieren. Eine Übersicht der

applizierten Messtechnik enthält Abb. 4.9. Gurte schränken bei einer möglichen plötzlichen Trennung des Probekörpers unkontrollierte Bewegungen ein und schützen die Versuchseinrichtung. Zusätzlich wird die Westseite (Messlänge 40 cm) der Probekörper mithilfe einer GoPro-Kamera gefilmt.

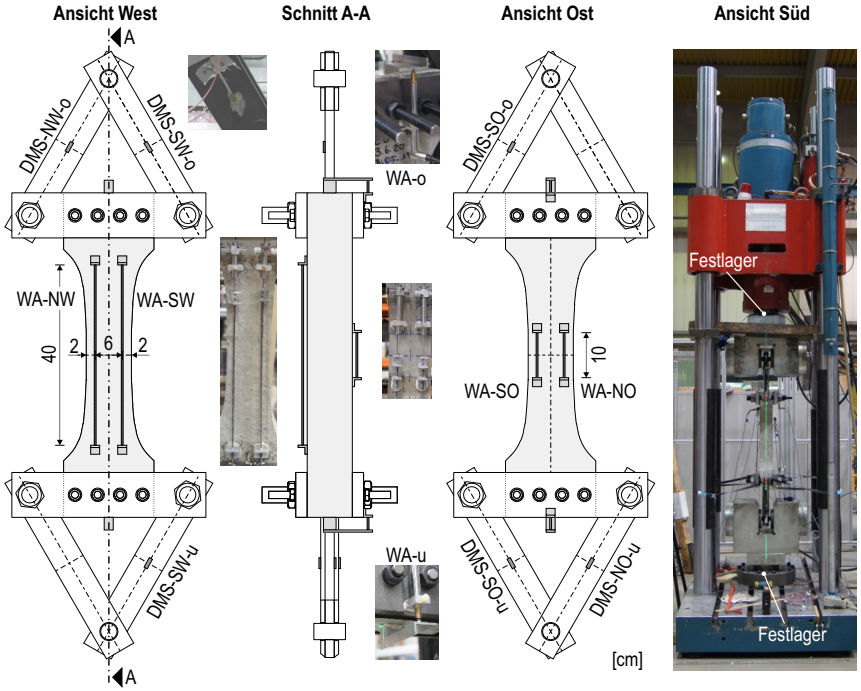



**Abbildung 4.9:** Positionierung und Bezeichnung der am Probekörper und Versuchsstand applizierten Messtechnik sowie Südansicht eines in die Prüfmaschine eingebauten Probekörpers

## 4.4 Versuchsdurchführung

Nach der Zentrierung des Probekörpers in der Lasteinleitungskonstruktion, werden die Muttern der vier Gewindestangen handfest angezogen. Die Vorspannkraft von je 50 kN pro Gewindestange wird mithilfe eines Drehmomentschlüssels im gleichmäßigen Wechsel aufgebracht, um ein Verkanten des Probekörpers zu verhindern. Die zentrische Auslotung des Versuchsstands in der Prüfmaschine erfolgt über Messmarken mithilfe eines Kreuzlinienlasers. Ausgeführt werden die Zugversuche in einer servohydraulischen Druck-/Zug-Prüfmaschine der Firma Schenck, die eine maximale statische Kraft von 1000 kN aufbringen kann. Die Versuche werden kolbenweggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,1 mm/min gefahren. Abb. 4.9 zeigt die Südseite eines in die Maschine eingebauten Probekörpers.

## 4.5 Ergebnisse und Diskussion

### 4.5.1 Oberflächenqualität der Probekörper

Die Oberflächenqualität der Probekörper, insbesondere die der Schnittflächen und die der Kontaktflächen zwischen Probekörper und Klemmplatten (Einspannbereich), werden im Folgenden untersucht. Dafür wird exemplarisch einer der sieben Probekörper mithilfe des 3D-Scanners ATOS Compact Scan (Carl Zeiss GOM Metrology GmbH) vermessen [40]. Er wird anschließend nicht im Zugversuch geprüft. Abb. 4.10 zeigt das prinzipielle Vorgehen. Die integrierte Software überführt die vom System erfassten Aufnahmen des Probekörpers (Abb. 4.10(b)) in ein Polygonnetz (Ist-Daten, Abb. 4.10(c)). Mit der Software GOM Inspect [42] werden das 3D-CAD-Modell des Knochens (Soll-Daten, Abb. 4.10(a)) und die Ist-Daten über Referenzpunkte mithilfe der Methode der kleinsten Quadrate [253] automatisiert aneinander ausgerichtet. Die Software berechnet dann die senkrechten Abstände eines jeden Polygonpunktes der Ist-Daten zu den Soll-Daten. Der daraus entstehende Flächenvergleich ist in Abb. 4.10(d) dargestellt. In Bereichen positiver Werte (blau) liegen die Soll-Punkte unter den Polygonpunkten der Ist-Daten, der Probekörper ist hier voluminöser als die Soll-Daten es vorgeben. In rot gefärbten Bereichen (negative Werte), liegen die Soll-Punkte über denen der Ist-Punkte. Hier wurde zu viel Material entfernt. Grün kennzeichnet den Bereich, in dem der Probekörper kaum von seinen Soll-Maßen abweicht.

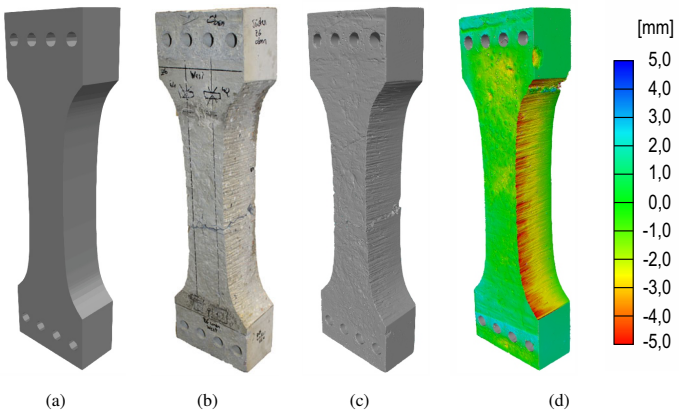



**Abbildung 4.10:** Vorgehen zur Untersuchung des Probekörpers mithilfe des 3D-Scanners: (a) CAD-Modell (Soll-Zustand); (b) Reales Bauteil; (c) Gescanntes 3D-Modell (Ist-Zustand); (d) Flächenvergleich Soll- zu Ist-Zustand

#### Einspannbereiche

Die Oberfläche im Bereich der Einspannung des Probekörpers in die Versuchseinrichtung sollte plan sein, damit eine gleichmäßige Betonpressung von den Klemmplatten auf den Probekörper aufge-

bracht werden kann. Ebenso sollten die Vorder- und Rückseiten des Probekörpers parallel zueinander stehen, um ein Verkanten in der Versuchseinrichtung zu verhindern. Durch die PVC-Rohre und deren Fixierung mithilfe einer Querverstrebung kann im Einspannbereich jedoch keine ausreichende Glättung des Frischbetons erfolgen. Abb. 4.11 zeigt den Ausschnitt des Flächenvergleichs für die Schal- (links) und die Betonierseite (rechts) im relevanten Bereich der Klemmung (nicht schattierter Bereich). Die Marker kennzeichnen die maximale sowie minimale Abweichung zum CAD-Modell im jeweiligen Bereich sowie den Mittelwert (mittig platziert). Die maximalen positiven Abweichungen $\Delta t_{\max}$ auf der Betonierseite treten nahe den Aussparungen auf ($\Delta t_{\max} = 2{,}25\,\text{mm}$ bzw. $\Delta t_{\max} = 2{,}59\,\text{mm}$). Dort häuft sich an der Oberfläche der PVC-Rohre Zementleim an, da diese erst nach dem Erhärten entfernt werden. Ebenso härten Erhöhungen auf der Betonoberfläche aus, die durch aufsteigende Luftblasen während des Verdichtens entstehen.

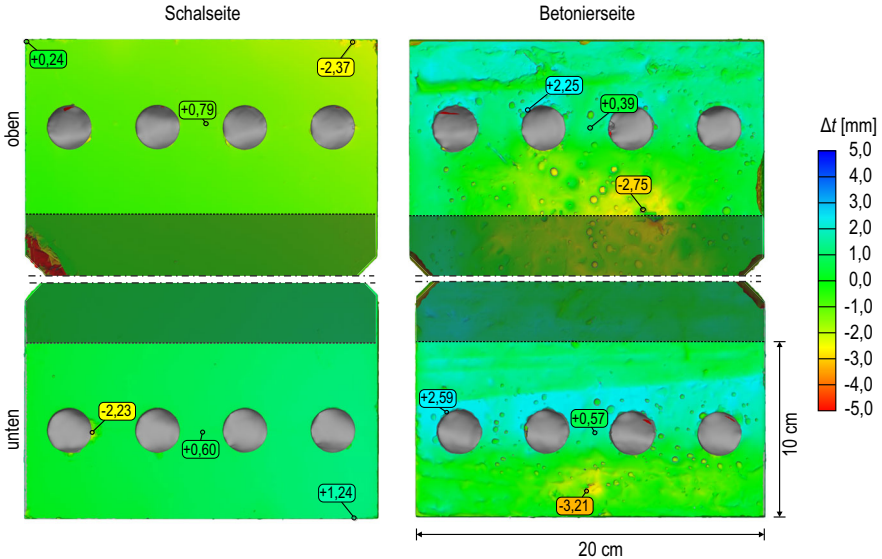



**Abbildung 4.11:** Oberfläche des Probekörpers im Bereich der Einspannstellen

Negative Abweichungen (gelb bis rote Färbung) treten nur in geringem Maße in Form von Luftporen auf und führen nicht zu Spannungsspitzen und somit zu Rissen führen könnte. Die maximale negative Abweichung liegt bei $\Delta t_{\min} = -2{,}75\,\text{mm}$ (oben) bzw. $\Delta t_{\min} = -3{,}21\,\text{mm}$ (unten). Der Mittelwert aller Abweichungen im Einspannbereich beträgt $\mu = 0{,}39\,\text{mm}$ (oben) bzw. $\mu = 0{,}57\,\text{mm}$ (unten), d. h. der Probekörper ist zu voluminös.

Auf den Schalseiten treten geringere maximale Abweichungen von $\Delta t_{\max} = 0{,}24\,\text{mm}$ (oben) bzw. $\Delta t_{\max} = 1{,}24\,\text{mm}$ (unten) auf. Die Probekörperoberfläche ist auf der Schalseite deutlich glatter als auf der Betonierseite. Eine Zusammenfassung der Daten ist in Tab. 4.1 enthalten.

An den Stellen positiver Abweichungen werden Kräfte punktuell in den Probekörper eingeleitet, sodass Spannungsspitzen entstehen. Während des Vorspannens der Gewindestangen führen diese zu

den in Abb. 4.12 dargestellten Rissen, die von der Betonierseite ausgehend in den Probekörper und auf seiner Oberfläche verlaufen. Weiteres Vorspannen führt zu oberflächlichen Abplatzungen des Betons, bis eine vollflächige Pressung und eine Vorspannung von 50 kN je Gewindestange erreicht ist. In Verbindung mit der zum Probekörperschwerpunkt verjüngten Form ist die Druckspannung ausreichend, dass sich die Risse während des Versuchs nicht weiter öffnen. Ein Einfluss auf die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung sowie die Größe der Zugspannung ist folglich nicht anzunehmen.

**Tabelle 4.1:** Maximale $\Delta t_{\max}$, minimale $\Delta t_{\min}$ und mittlere Werte $\mu$ der Rauigkeit $\Delta t$ im Bereich der Einspannstellen oben und unten für die Schal- und Betonierseite

| | | $\Delta t_{\max}$ [mm] | $\Delta t_{\min}$ [mm] | $\mu$ [mm] |
|---|---|---|---|---|
| oben | Schalseite | 0,24 | −2,37 | 0,79 |
| | Betonierseite | 2,25 | −2,75 | 0,39 |
| unten | Schalseite | 1,24 | −2,23 | 0,60 |
| | Betonierseite | 2,59 | −3,21 | 0,57 |

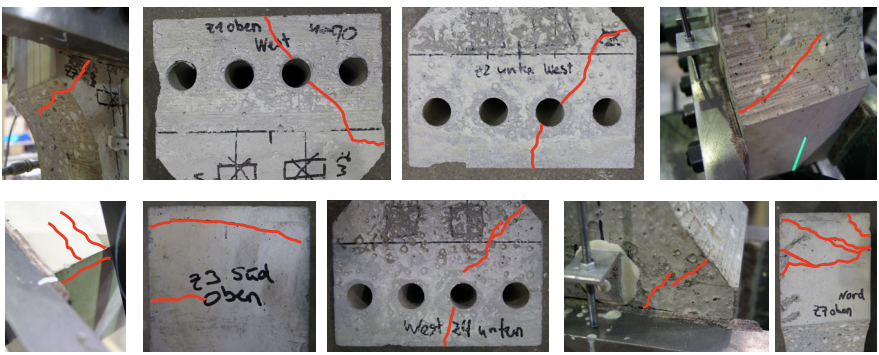



**Abbildung 4.12:** Während des Vorspannens der Gewindestangen aufgehende Risse

### Rauigkeit der Schnittflächen

Abb. 4.13 zeigt das Rauigkeitsprofil $\Delta t$ der beiden Schnittflächen in Richtung der Eindringtiefe $y$. Dafür sind in einem Abstand von $x = 25$ mm 37 Schnitte als graue Kurven eingetragen. Abb. 4.14 visualisiert das Rauigkeitsprofil $\Delta t$ in Richtung des Vorschubs $x$ für beide Schnittflächen in Eindringtiefen von $y = 5$ (grün), 50 (gelb) und 95 mm (rot). Zwei grundlegende Phänomene können dabei beobachtet werden. Mit zunehmender Eindringtiefe nimmt sowohl die Rauigkeit (Abb. 4.13) als auch die Streuung dieser zu (Abb. 4.14).

Für die in Abb. 4.14 dargestellten Kurven sind in Tab. 4.2 die Mittelwerte $\mu$, die Standardabweichungen $\sigma$ sowie die 5 %- und 95 %-Quantile über beide Schnittflächen für die drei Eindringtiefen von $y = 5$, 50 und 95 mm aufgeführt.

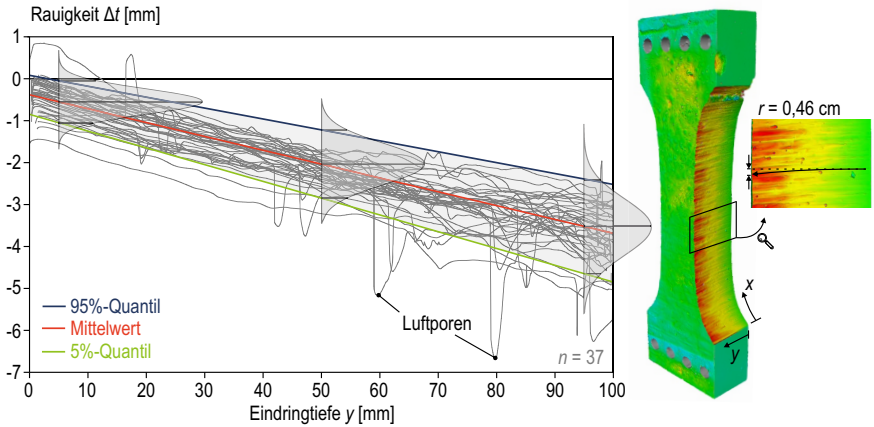



**Abbildung 4.13:** Rauigkeit $\Delta t$ für $n = 37$ Schnitte, 5 %-, 95 %-Quantil, Mittelwert sowie die Dichtefunktionen der Normalverteilung für Eindringtiefen von $y = 5, 50$ und 95 mm

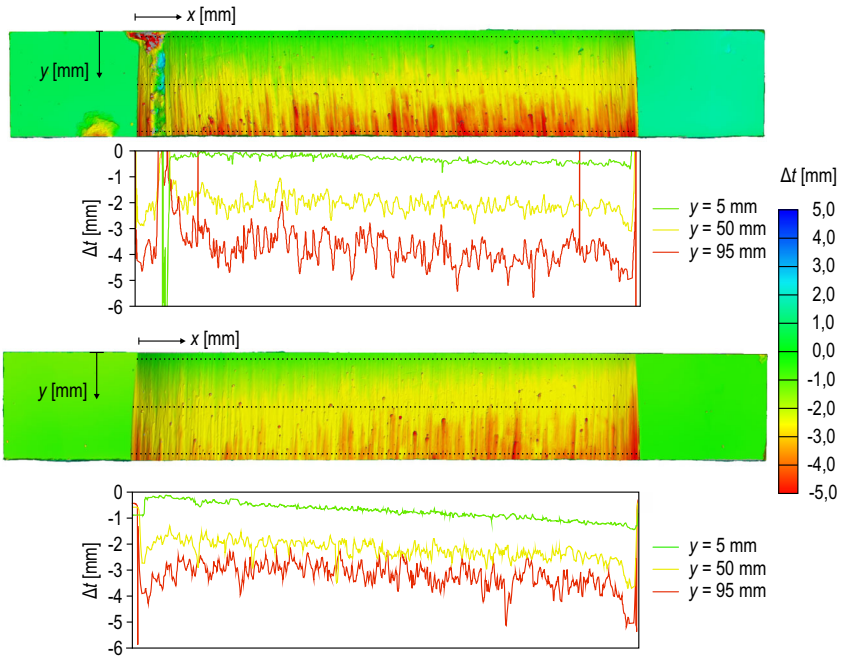



**Abbildung 4.14:** Rauigkeit der Schnittflächen $\Delta t$ in Eindringtiefen von $y = 5, 50$ und 95 mm

Sie sind als farbige Kurven (grün: 5 %-Quantil, rot: Mittelwert, blau: 95 %-Quantil) in Abhängigkeit von der Eindringtiefe $y$ in Abb. 4.13 integriert. Unter der Annahme dass die Rauigkeit $\Delta t$ einer Normalverteilung $\Delta t \hookrightarrow \mathcal{N}(\mu, \sigma^2)$ mit Erwartungswert $\mu$ und Varianz $\sigma^2$ folgt, sind die aus den in Tab. 4.2 aufgeführten Kennwerten abgeleiteten Dichtefunktionen in Abb. 4.13 eingezeichnet.

Mit zunehmender Eindringtiefe $y$ nehmen sowohl der Mittelwert $\mu$ (rot, Abb. 4.13, Tab. 4.2) als auch die Standardabweichung $\sigma$, als Maß für die Streuung, zu. Die Dichte der Normalverteilung wird breiter, d. h. der Abstand zwischen den 5 %- und 95 %-Quantilen nimmt zu. Grund dafür ist die in Abb. 4.14 erkennbare steigende Streuung der Rauigkeit mit zunehmender Eindringtiefe $y$. Während in einer Eindringtiefe von $y = 5\,\text{mm}$ die gemittelte Rauigkeit beider Schnittflächen $\Delta t = -0{,}52 \pm 0{,}53\,\text{mm}$ beträgt (Tab. 4.2), steigt sie in einer Eindringtiefe von $y = 95\,\text{mm}$ auf im Mittel $\Delta t = -3{,}5 \pm 1{,}07\,\text{mm}$ an.

**Tabelle 4.2:** Mittelwerte $\mu$, Standardabweichungen $\sigma$, 5 %- sowie 95 %-Quantile der Rauigkeit $\Delta t$ für Eindringtiefen von $y = 5$, 50 und 95 mm

| Eindringtiefe $y$ [mm] | 5 | 50 | 95 |
|---|---|---|---|
| $\mu$ [mm] | −0,52 | −2,12 | −3,50 |
| $\sigma$ [mm] | 0,32 | 0,35 | 0,65 |
| 5 %-Quantil [mm] | −1,05 | −2,70 | −4,57 |
| 95 %-Quantil [mm] | 0,00 | −1,54 | −2,43 |

90 % aller Rauigkeitswerte in einer Eindringtiefe von $y = 5\,\text{mm}$ liegen zwischen 0 und $-1{,}05\,\text{mm}$. In einer Eindringtiefe von $y = 95\,\text{mm}$ vergrößert sich dieser Bereich auf $-2{,}43$ bis $-4{,}57\,\text{mm}$. Ausreißer nach oben sind hauptsächlich auf Körner zurückzuführen, die nicht vom Hochdruckwasserstrahl durchtrennt wurden. Diejenigen nach unten kennzeichnen durch den Schneidprozess freigelegte Luftporen.

Aus dem Versatz von Ober- zu Unterkante des Probekörpers entsteht durch die unterschiedlich starken Rauigkeiten in Eindringtiefen von 5 bis 95 mm ein näherungsweise trapezförmiger Querschnitt, dessen Fläche aufgrund der Streuung der Rauigkeit variiert. Daraus resultiert, dass Risse auch außerhalb des zentralen konstant breiten Bereichs von 10 cm auftreten (vgl. nachfolgenden Abschnitt).

### 4.5.2 Rissbildung

Abb. 4.15 zeigt die Rissabstände aller Probekörper vom Schwerpunkt und exemplarisch das Rissbild eines Probekörpers. Wie zu erkennen ist, entstehen Risse auch außerhalb des zentralen Bereichs konstanter Querschnittsbreite. Der absolute Mittelwert aller Rissabstände bezogen auf den Schwerpunkt beträgt 7,34 cm. 90 % aller Abstände liegen zwischen $-14{,}5\,\text{cm}$ und $+16{,}0\,\text{cm}$ (5 %- bzw. 95 %-Quantil).

Der Verlauf der rechnerischen Spannungen $\sigma_{\text{calc}}$ über die Länge des Querschnitts, ohne Berücksichtigung der Rauigkeit, ist als Referenz in Abb. 4.15 als schwarze Kurve eingezeichnet. Ebenso visualisiert Abb. 4.15 den Verlauf der Spannungen $\sigma_{\text{red}}$ über die Probekörperlänge, berechnet an einem trapezförmigen Querschnitt unter Berücksichtigung der Rauigkeit $\Delta t$ (graue Linie) und dessen Streuung

(5 %- und 95 %-Quantil der Rauigkeit $\Delta t$, Tab. 4.2) in Eindringtiefen von $y = 5$ und 95 mm (grauer Bereich), bezogen auf die maximale rechnerische Spannung $\sigma_{calc,max}$. Dabei wird in der jeweiligen Eindringtiefe vereinfacht eine über die gesamte Schnittlänge konstante Streuung der Rauigkeit angenommen. Für den Bereich konstanter Querschnittsbreite werden Spannungen vom 1,02-fachen bis zum 1,07-fachen der rechnerischen Spannung $\sigma_{calc}$ erreicht (Tab. 4.3). Der Zuwachs für einen Rissabstand von $+16{,}0$ cm liegt bei maximal 5,6 % und steigt bei einem Rissabstand von $-14{,}5$ cm auf maximal 6,9 % an.

Der Fehler, der durch die Berechnung der Spannungen an einem Querschnitt von $10 \times 10$ [cm] entsteht, liegt allerdings auf der sicheren Seite und wird daher in der Auswertung der Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung vernachlässigt.

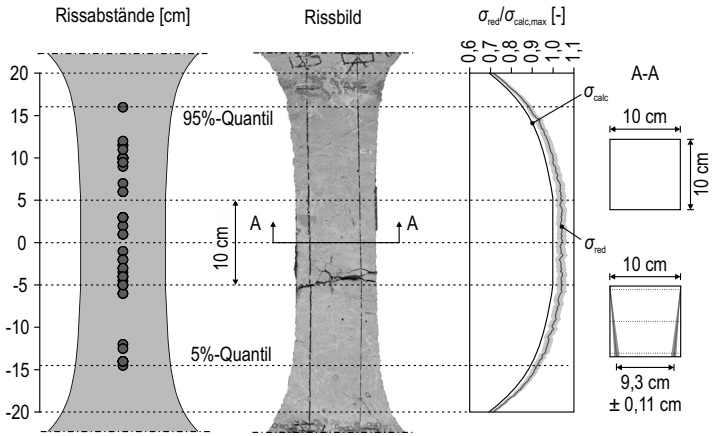



**Abbildung 4.15:** Gemessene Rissabstände, exemplarisches Rissbild sowie die Verläufe der mit einer Querschnittsfläche von $10 \times 10$ [cm] berechneten Spannungen $\sigma_{calc}$ und derjenigen mit einer reduzierten, trapezförmigen Querschnittsfläche $\sigma_{red}$, bezogen auf die maximal berechnete Spannung $\sigma_{calc,max}$

**Tabelle 4.3:** Rechnerische Spannung ohne Berücksichtigung der Rauigkeit $\sigma_{calc}$ sowie Bandbreite (5 %-Quantil bzw. 95 %-Quantil) der Spannungen an einem reduzierten Querschnitt $\sigma_{red}$, jeweils bezogen auf die maximale rechnerische Spannung ohne Berücksichtigung der Rauigkeit $\sigma_{calc,max}$ sowie prozentuale Zuwächse gegenüber $\sigma_{calc}/\sigma_{calc,max}$ in Klammern

| Rissabstand | $\sigma_{calc}/\sigma_{calc,max}$ | $\sigma_{red}/\sigma_{calc,max}$ | | |
|---|---|---|---|---|
| | | 5 %-Quantil | Mittelwert | 95 %-Quantil |
| | [-] | [-] | [-] | [-] |
| $+16{,}0$ cm (95 %-Quantil) | 0,85 | 0,87 (+1,7 %) | 0,89 (+3,9 %) | 0,90 (+5,6 %) |
| 0 cm (Mitte) | 1,0 | 1,02 (+2,0 %) | 1,04 (+4,3 %) | 1,07 (+6,7 %) |
| $-14{,}5$ cm (5 %-Quantil) | 0,89 | 0,92 (+2,8 %) | 0,94 (+4,8 %) | 0,95 (+6,9 %) |

### 4.5.3 Exzentrizität der Lasteinleitung

Die Lasteinleitungskonstruktion ist gelenkig konzipiert. Dadurch erfährt der Probekörper weder Biegung noch Zwänge durch eine unerwünschte Exzentrizität der Lasteinleitung. Dies wird durch an den Diagonalen des Versuchsstands angebrachte DMS überprüft, mit denen die Dehnung in den Diagonalstreben und damit die Verteilung der Lasten kontrolliert wird. Die aus den Dehnungen der DMS DMS-SW-o, DMS-NW-o, DMS-SO-o, DMS-SW-u, DMS-SO-u und DMS-NO-u berechneten Exzentrizitäten bei Rissbildung sind in Abb. 4.16 als graue Punkte dargestellt.

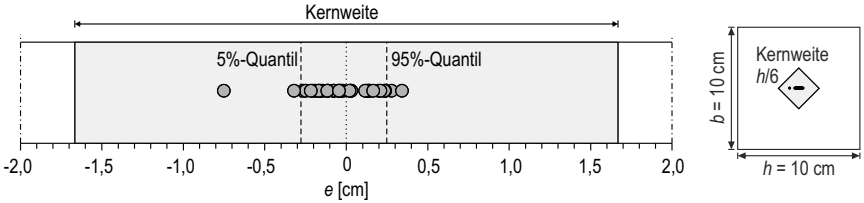



**Abbildung 4.16:** Aus den Dehnungen der DMS rückgerechnete Exzentrizitäten der Lasteinleitung zum Zeitpunkt der Rissbildung

Erfolgt die Lasteinleitung innerhalb der Kernweite eines Querschnitts, so treten nur Spannungen eines Vorzeichens auf [134]. Für den quadratischen Querschnitt errechnet sie sich zu $b/6 = 10/6 = 1{,}67\,\text{cm}$ (Abb. 4.16, hellgrauer Bereich) [134]. Die aus den Dehnungen zum Zeitpunkt der Rissbildung rückgerechnete mittlere Exzentrizität wird zu $e = 1{,}6\,\text{mm}$ ermittelt und beträgt nur ein Zehntel der Kernweite. Alle einzelnen rückgerechneten Exzentrizitäten liegen innerhalb dieser rechnerischen Grenze. Mehr noch, die Kennzeichnung der 5 %- und 95 %-Quantile zeigt eine geringe Streuung und zudem, dass diese Streugrenzen einen deutlichen Abstand von der rechnerischen Obergrenze der Kernweite aufweisen. Der Querschnitt steht zum Zeitpunkt der Rissbildung vollständig unter Zugspannung.

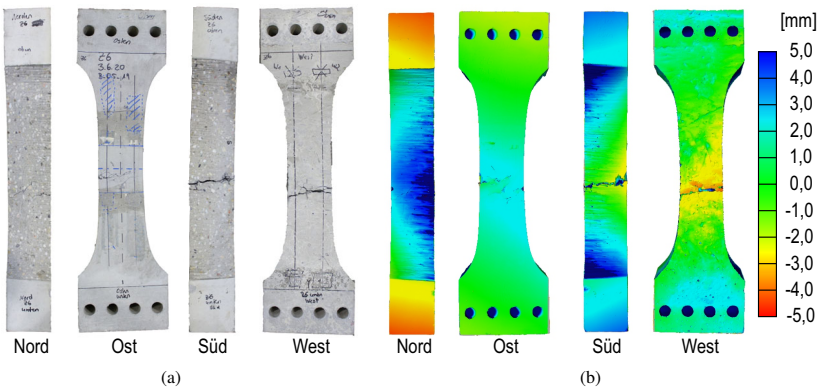



**Abbildung 4.17:** Seitenansichten des Probekörpers Z1: (a) Reales Bauteil; (b) Flächenvergleich

Abb. 4.17 zeigt die Seitenansichten (Nord, Ost, Süd, West) eines Probekörpers nach Versuchsende (Abb. 4.17(a)) sowie die Verformung anhand des Flächenvergleichs aus dem 3D-Scan des Probekörpers (Abb. 4.17(b)). Hier ist die Verkrümmung gut zu erkennen. Er dient deshalb exemplarisch für alle Probekörper. Die Seitenansichten der übrigen fünf Probekörper sind in Anhang B enthalten.

Es ist sowohl in den Seitenansichten des realen Probekörpers als auch im Flächenvergleich eine deutliche Krümmung um die Längsachse zu erkennen. Durch die nicht zu vermeidende Inhomogenität des Stahlfaserbetons öffnet sich der Riss zumeist einseitig. Dadurch erfährt er nach Rissöffnung Biegung, die mit größer werdender Verformung zunimmt. Der nahezu parallele Verlauf der sich auf Basis von vier Wegaufnehmern im linear-elastischen Bereich in Abb. 4.18 zeigt, dass sich die Biegung erst nach Rissbildung einstellt. Erst dann weichen die Verläufe der WA voneinander ab. Die Nachrisszugfestigkeit, d. h. die mittlere, maximale Zugfestigkeit nach Rissöffnung, wird meist kurz nach Erstrissbildung erreicht ($w < 0{,}1$ mm), sodass sie weitgehend frei von Biegung bleibt. Die ermittelten Exzentrizitäten und die beobachtete Biegung nach Rissbildung sind in Hinblick auf die Nachrisszugfestigkeit somit vernachlässigbar.

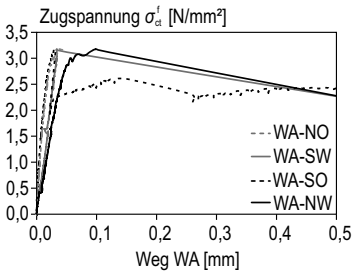



**Abbildung 4.18:** Zugspannungs-Weg-Beziehung des in Abb. 4.17 dargestellten Probekörpers bis zu einem Weg der WA von 0,5 mm

### 4.5.4 Schlupf der Probekörper

Um zu überprüfen, ob die Probekörper – auch bei plötzlichen Rissöffnungen – nicht verrutschen und damit eine uneingeschränkte Krafteinleitung bis zum Versuchsende über die Versuchseinrichtung möglich ist, werden die relativen Bewegungen zwischen den Probekörpern und den Klemmplatten untersucht. Die Bewegungen werden hier als Schlupf bezeichnet. Abb. 4.19 zeigt in Abhängigkeit des mittleren Wegs der beiden westlichen WA (WA-SW und WA-NW, 40 cm Messlänge) die Verschiebungen beider WA in µm, die an einer der oberen (schwarz) und unteren (grau) Klemmplatten des Versuchsaufbaus befestigt sind (vgl. Abb. 4.9).

Rissöffnungen sind durch Sprünge im Verlauf gekennzeichnet, da durch die Lastumverteilung auf ungerissene Querschnittsteile Kräfte frei werden und diese ein minimales Gleiten verursachen. Die meisten WA erreichen nach Rissbildung ein konstantes Plateau. Der Versuchsstand lässt folglich kleinste Bewegungen im Mikrometerbereich zu, statt diese durch Zwang in die Probe einzuleiten.

Die Größe der Vorspannung und der Reibungskoeffizient sind ausreichend groß, um den Probekörper nach Freiwerden dieser Kräfte in seiner Position zu halten.

Drei Kurven erreichen jedoch kein Plateau. Dies sind die beiden WA von Z6 und die des unteren WA von Z4 (Abb. 4.19). In diesen Fällen war der Klebstoff zur Befestigung der WA zum Start des Versuchs nicht ausreichend ausgehärtet (vgl. Abb. 4.9). Sie lösten sich während der Prüfung aufgrund des Drucks des Wegaufnehmerfühlers gegen den am Probekörper aufgeklebten Winkel langsam (treppenartiger Verlauf von Z4, WA-u) oder komplett (Z6, WA-o und WA-u). Ähnliches gilt für den unteren WA von Z3, der vor Versuchsbeginn ausgefallen ist. Seine Kurve fehlt deshalb in Abb. 4.19.

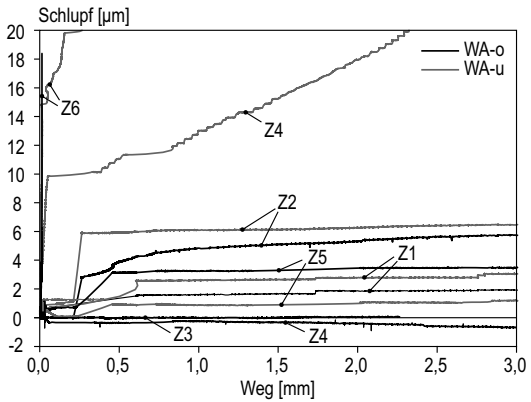



**Abbildung 4.19:** Relativer Weg (Schlupf) der Probekörper zum Versuchsstand oben (WA-o) und unten (WA-u)

Nach Gl. (4.1) ergibt sich der maximale Schlupf, bei dem die vorgespannten Gewindestangen mit der Betonoberfläche in Berührung kommen und damit Zwang auslösen würden, aus dem Abstand der Gewindestange (Durchmesser $d_G = 16\,mm$) zur Betonoberfläche in der Aussparung (Durchmesser $d_a = 25\,mm$).

$$\frac{d_a - d_G}{2} = \frac{25-16}{2} = 4{,}5\,mm = 4500\,\mu m \tag{4.1}$$

Der gemessene Schlupf der beiden WA an der Ober- und Unterseite bis zur Rissbildung (bis Riss) sowie über die gesamte Versuchsdauer (gesamt) sind für alle Probekörper in Tab. 4.4 aufgeführt.

**Tabelle 4.4:** Maximale Werte der relativen Bewegung (Schlupf) zwischen Probekörper und Klemmplatte oben (o) und unten (u) über die gesamte Versuchsdauer (gesamt) und bis zur Rissbildung (bis Riss)

| Probekörper | Z1 | Z2 | Z3 | Z4 | Z5 | Z6 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| WA-o (gesamt) [µm] | 2,19 | 5,99 | 0,09 | 0,16 | 3,97 | (18,39) |
| WA-o (bis Riss) [µm] | 0,84 | 0,52 | 0,08 | 0,16 | 1,86 | (18,39) |
| WA-u (gesamt) [µm] | 3,22 | 6,50 | - | (38,63) | 2,11 | (476,94) |
| WA-u (bis Riss) [µm] | 0,74 | 0,91 | - | (9,84) | 1,25 | (14,85) |

Die Aufzeichnungen für Z4-WA-u, Z6-WA-o und WA-Z6-u sind in Tab. 4.4 in Klammern angegeben. Sie sind jedoch aufgrund der beschriebenen Vorgänge nur bedingt aussagekräftig. Für die restlichen WA bleiben die Werte deutlich unter der Grenze, bei der Zwang auftreten würde (Gl. (4.1)). Sogar nach Rissbildung überschreitet kein Wert die Grenze von 6,5 µm.

### 4.5.5 Spannungs-Rissöffnungs-Beziehung

Abb. 4.20 zeigt die Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen der sechs getesteten Probekörper (Z1 bis Z6, grau) und deren Mittelwert (schwarz) auf der primären Ordinate. Die sekundäre Ordinate zeigt den Variationskoeffizienten $V_x$ in Abhängigkeit der Rissöffnung $w$. Die Zugspannung $\sigma_{ct}^f$ ermittelt sich aus dem Quotienten der aufgezeichneten Kraft $F$ und der Querschnittsfläche $10 \times 10$ [cm] (Abschnitt 4.5.1). Aufgrund der vorwiegend exzentrischen Rissbildung sind die Messdaten der Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 10 cm nicht auswertbar. Die Rissöffnung in Abb. 4.20 wird daher aus dem Mittelwert der beiden Wegaufnehmer mit einer Messlänge von 40 cm (WA-SW und WA-NW) ermittelt. Die Einzelwertkurven sind in Anhang A aufgeführt.

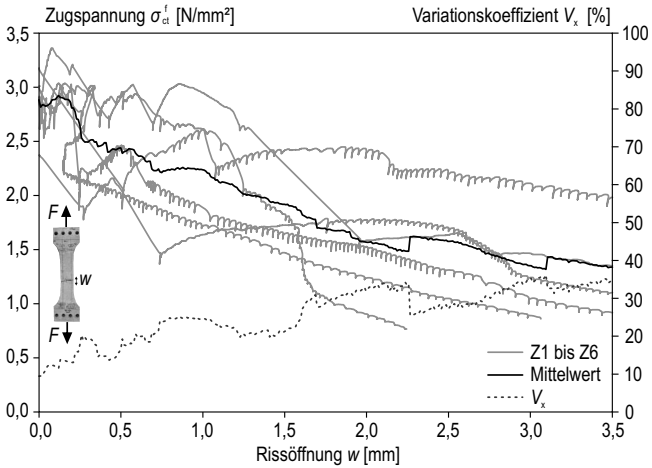



**Abbildung 4.20:** Spannungs-Rissöffnungs-Beziehungen der einzelnen Probekörper, deren Mittelwert sowie der Variationskoeffizient

Im Gegensatz zu den Biegezugversuchen (Abschnitt 3.3) wird im zentrischen Zugversuch kein verfestigendes Verhalten im Nachbruchbereich erreicht, was auf die verminderte Fähigkeit der Lastumlagerung von Bauteilen unter Zug im Vergleich zu Bauteilen unter Biegung zurückzuführen ist [120]. Der Hauptriss kündigt sich durch feine Risse an, von denen einer schließlich als Hauptriss aufgeht. Die Rissufer werden durch die Stahlfasern zusammengehalten. Die Kraft wird durch das verzweigte Netz der Stahlfasern über die Risse übertragen, in den Beton eingeleitet und verringert sich dadurch bei kontinuierlicher Verformungszunahme. Im Gegensatz zu faserfreien Beton, fällt die Mittelwertkurve nicht steil ab, sondern nimmt nach einem kurzen Kraftanstieg nach Rissbildung nahezu linear

ab, sodass ein duktiles Bauteilverhalten vorliegt. Plötzliche Lastabfälle der einzelnen Kurven können durch weitere Rissverzweigungen und die Aktivierung ungerissener Querschnittsteile erklärt werden. Auch nach dem Versuch verbleiben die Probekörper in einem Stück und die Rissufer trennen sich nicht vollständig.

Tab. 4.5 fasst die Zugspannungen $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct,L1}}$ und $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct,L2}}$ bei Rissöffnungen von $w_{\mathrm{L1}} = 0{,}45\,\mathrm{mm}$, korrespondierend zu einer Durchbiegung im Vierpunkt-Biegezugversuch von $\delta_{\mathrm{L1}} = 0{,}5\,\mathrm{mm}$, und $w_{\mathrm{L2}} = 3{,}15\,\mathrm{mm}$, korrespondierend zu einer Durchbiegung im Vierpunkt-Biegezugversuch von $\delta_{\mathrm{L2}} = 3{,}5\,\mathrm{mm}$, die maximale Zugspannung nach Rissöffnung $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct,max}}$ sowie die zentrische Zugfestigkeit der Matrix $f_{\mathrm{ct}}$ zusammen.

**Tabelle 4.5:** Mittelwert $\mu$, Standardabweichung $\sigma$ sowie Variationskoeffizient $V_{\mathrm{x}}$ der ermittelten Zugspannungen für Rissöffnungsweiten von $w_{\mathrm{L1}} = 0{,}45\,\mathrm{mm}$, $w_{\mathrm{L2}} = 3{,}15\,\mathrm{mm}$, maximaler Wert nach Rissbildung (ct,max) und bei Erstriss (ct)

| | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct,L1}}$ | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct,L2}}$ | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct,max}}$ | $f_{\mathrm{ct}}$ |
|---|---|---|---|---|
| Mittelwert $\mu$ [N/mm$^2$] | 2,43 | 1,42 | 2,87 | 3,00 |
| Standardabweichung $\sigma$ [N/mm$^2$] | 0,34 | 0,44 | 0,42 | 0,33 |
| Variationskoeffizient $V_{\mathrm{x}}$ [%] | 14 | 31 | 15 | 11 |

Die Durchbiegung $\delta_i$ mit $i = \mathrm{L1, L2}$ aus dem Vierpunkt-Biegezugversuch lässt sich mit Gl. (4.2) nach [58] linear in eine Rissöffnung $w_i$ umrechnen.

$$w_i = 0{,}9 \cdot \delta_i \tag{4.2}$$

Für die Probekörper Z3 sowie Z6 kann für den größeren Verformungswert $w_{\mathrm{L2}}$ keine Kraft aufgezeichnet werden, da sich die WA vor Versuchsende lösten. Hier wird die Auswertung mit den übrigen vier Messwerten durchgeführt (s. Tab. A.8). Für Probekörper Z4 fiel WA-SW zu Beginn des Versuchs aus. Hier erfolgt die Auswertung ohne Mittelwertbildung. Im Mittel wird eine maximale Nachrisszugfestigkeit von $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ct,max}} = 2{,}87\,\mathrm{N/mm^2}$ erreicht. Sie streut mit einem Variationskoeffizienten von 15 % in etwa auf dem Niveau der durchgeführten Biegezugversuche ($V_{\mathrm{x,m}} = 12{,}7\,\%$). Die mittlere zentrische Zugfestigkeit der Matrix $f_{\mathrm{ctm}}$, liegt bei $3{,}0\,\mathrm{N/mm^2}$ und somit nah an der mittleren maximalen zentrischen Nachrisszugfestigkeit $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ctm,max}}$. Die Streuung nimmt mit zunehmender Rissöffnung zu. Je nach Lage und Richtung der Stahlfasern, die sich in jedem Probekörper aufgrund der zweidimensionalen Faserorientierung unterscheidet, öffnen sich ggf. weitere Risse, die sich zusammen mit der individuellen Rissöffnungskinematik in den Probekörpern streuungserhöhend auswirken. Aufgrund der konstanten Rissprozesszone unter zentrischem Zug ist dies für den zentrischen Zugversuch noch ausgeprägter als für den Biegezugversuch.

Aufgrund der Verwendung der gleichen Stahlfaserbetonrezeptur sowohl für die Vierpunkt-Biegezug- als auch die zentrischen Zugversuche können rechnerische Umrechnungsfaktoren $\beta_{i,\mathrm{calc}}$ für die beiden Leistungsklassenwerte $i = \mathrm{L1, L2}$ bestimmt werden. Dafür werden nachfolgend die mittleren Nachrissbiegezugfestigkeiten $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L1}}$ für den Wert L1 (Gl. (4.3)) und $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm,L2}}$ für L2 (Gl. (4.4)) aus den Vierpunkt-Biegzugversuchen (Tab. 3.5) in Relation zu der mittleren maximalen Nachrisszugfes-

tigkeit $f^{f}_{ctm,max}$ aus dem zentrischen Zugversuch gesetzt [122, 188].

$$\beta_{L1,calc} = f^{f}_{ctm,max} / f^{f}_{cflm,L1} = 2{,}87/7{,}98 = 0{,}36 \tag{4.3}$$

$$\beta_{L2,calc} = f^{f}_{ctm,max} / f^{f}_{cflm,L2} = 2{,}87/6{,}76 = 0{,}42 \tag{4.4}$$

Der rechnerische Wert für den Umrechnungsfaktor $\beta_{L1,calc}$ liegt mit 0,36 leicht unter dem Wert der in [58] nach Gl. (2.6) mit $\beta_{L1} = 0{,}40$ ermittelt wird. Für den für den GZT relevanten Wert L2 liegt der Wert für $\beta_{L2,calc}$ bei 0,42 und somit deutlich über dem Wert nach Gl. (2.6) von $\beta_{L2} = 0{,}25$. Grund dafür ist der für die Kalibrierung des $\beta_{L2}$-Werts angenommene entfestigende Verlauf im Nachbruchbereich des Vierpunkt-Biegezugversuchs. Festigkeiten werden für im Biegezugversuch verfestigende Verläufe deutlich unterschätzt. Unter Ansatz des Mittelwerts der Nachrissbiegezugfestigkeit $f^{f}_{cflm,L2}$ (Tab. 3.5) beträgt die mittlere zentrische Nachrisszugfestigkeit $f^{f}_{ct0m,L2}$ nach Gl. (3.8) $f^{f}_{ct0m,L2} = 1{,}69\,\mathrm{N/mm^2}$ für SDL2 bzw. $f^{f}_{ct0m,u} = 2{,}50\,\mathrm{N/mm^2}$ nach Gl. (3.9) für SDL1. Mit der gleichen Stahlfaserbetonmischung konnte in den hier durchgeführten zentrischen Zugversuchen eine um 15 % für SDL1 bzw. um 70 % für SDL2 größere Zugfestigkeit nach Rissbildung für den im GZT relevanten Wert L2 ermittelt werden, als durch Umrechnung aus den Vierpunkt-Biegezugversuchen hervorgeht.

## 4.6 Zwischenfazit

Der hier konzipierte und realisierte, universelle Zugversuchsstand und die gewählte Probekörpergeometrie ermöglichen die direkte Ermittlung der (Nachriss-)Zugfestigkeiten von Stahlfaserbeton.

Für die Probekörper wurde dafür eine Knochenform gewählt, deren Verjüngung an den Kraftfluss angepasst ist. Dies erfolgte nach dem Erhärten des Betons mithilfe von Hochdruckwasserstrahlen. Es ist so gelungen den seitlich auftretenden Randeffekt, der die zentrische Nachrisszugfestigkeit künstlich erhöhen kann, zu eliminieren. Durch den abrasiven Schneidstrahl entstand auf den Schnittflächen jedoch eine Rillenstruktur, deren Stärke und Streuung mit steigender Eindringtiefe zunahm, sodass die Querschnittsfläche trapezförmig wurde. Dies führte u. a. dazu, dass sich Risse außerhalb des vordefinierten Rissbereichs öffneten. Unter Berücksichtigung der Streubreite der Rauigkeit ergaben sich innerhalb dieses Bereichs Abweichungen in der Spannungsberechnung von maximal +6,9 %. Auf der sicheren Seite liegend wurden daher die Zugspannungen mit dem ursprünglichen Probekörperquerschnitt von $10 \times 10$ [cm] berechnet.

Eine Ermittlung des Verformungsverhaltens über die digitale Bildkorrelation war hier nicht möglich, sollte aber angestrebt werden, um auch feine, für das Auge nicht sichtbare Risse zu detektieren und das gesamte Verformungsverhalten, inklusive möglicher Biegung vor und nach Rissbildung aufzuzeigen.

Während des Vorspannens führte die Rauigkeit auf der Betonierseite des Probekörpers zu Rissen in den Lasteinleitungsbereichen, da keine gleichmäßige Pressung auf den Beton aufgebracht werden

konnte. Sowohl die Vorspannung als auch die Steifigkeit des Versuchsstands waren jedoch ausreichend groß, um eine weitergehende Öffnung dieser Risse während des Versuchs zu verhindern, sodass ein Einfluss auf das Zugtragverhalten ausgeschlossen werden konnte. Nichtsdestotrotz sollte für zukünftige Versuche entweder die starre Oberflächenbeschichtung der Klemmplatten aus Epoxidharz und Korund so verändert werden, dass sie Unebenheiten besser ausgleichen kann oder der Schalungsaufbau modifiziert werden, sodass eine Glättung des Betons möglich wird. Ebenso denkbar ist die Bohrung der für die Gewindestangen nötigen Löcher in die ausgehärteten Probekörper. Zu beachten ist, dass diese exakt senkrecht stehen müssen, da sonst die Einleitung von Zwangskräften über den Kontakt von Gewindestange und Beton möglich ist.

Trotz der exzentrischen Rissbildung außerhalb des Bereichs konstanter Querschnittsfläche, der Rauigkeit auf den Schnittflächen und der auf der Betonierseite, streuten sowohl die Riss- als auch Nachrisszugfestigkeit mit 11 % bzw. 15 % nur gering. Der Stahlfaserbeton erreichte unter zentrischem Zug eine mittlere maximale Zugfestigkeit nach Rissbildung von $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ctm,max}} = 2{,}87\,\mathrm{N/mm^2}$. Die abgeleiteten Zugtragfähigkeiten nach Rissbildung für den GZT sind damit um bis zu 70 % größer als die aus den Vierpunkt-Biegezugversuchen abgeleiteten zentrischen Zugfestigkeiten über Umrechnungsfaktoren. Die Bemessung eines Bauteils mit Letztgenannten führt zu einem unwirtschaftlichen Materialeinsatz.

Das duktile, entfestigende Verformungsverhalten im zentrischen Zugversuch, das verfestigende Nachbruchverhalten im Biegezugversuch und die gelungene Steuerung der Faserorientierung in der zweidimensionalen Ebene bilden das Grundgerüst für ein Bewehrungskonzept das Betonstahlbewehrung vollumfänglich durch Stahlfaserbeton ersetzen kann.

# 5 Experimentelle Verifikation an Einzelfundamenten

## 5.1 Einführung

In diesem Kapitel werden die beiden Aspekte der maximalen Zugtragfähigkeit nach Rissbildung durch eine große Stahlfasermenge und die gesteuerte Ausrichtung der Stahlfasern in einem zweidimensionalen Bauteil zu einem ganzheitlichen Bewehrungskonzept vereint, das das Ziel verfolgt die gesamte konventionelle Bewehrung zu ersetzen. Das Konzept wird an einem gedrungenen Einzelfundament experimentell umgesetzt und verifiziert (Abb. 5.1). Dafür wird der Stahlfaserbeton (SFB) als etwa 10 cm dickes Halbfertigteil (HFT) betoniert und 1:1 einer kreuzweise verlegten Biegezugbewehrung eines herkömmlichen Stahlbetonbauteils gegenübergestellt. Die quadratischen Fundamente besitzen äußere Abmessungen von $l_x \times l_y \times h = 1{,}1 \times 1{,}1 \times 0{,}3\,[\mathrm{m}]$. Sowohl das mit Betonstahl konventionell bewehrte (BSt-Fundament) als auch das mit Stahlfasern bewehrte Fundament (SFB-Fundament) wird dann mit einem Normalbeton (NB) der gleichen Rezeptur ergänzt. Zur Sicherstellung ausreichender Schubkraftübertragung in der Arbeitsfuge zwischen dem Stahlfaserbeton und dem Normalbeton, wird das Halbfertigteil mithilfe eines Rechens angeraut.

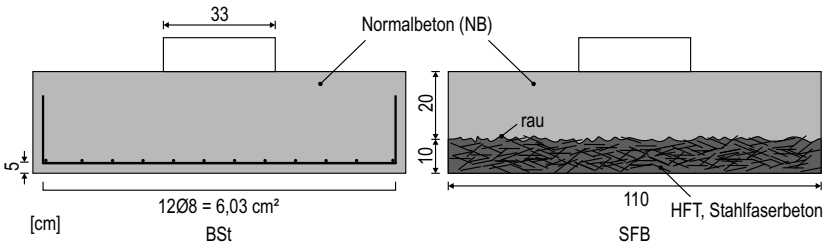



**Abbildung 5.1:** Versuchskonzept zum Ersatz der Biegezugbewehrung (links) in einem Einzelfundament durch ein Halbfertigteil aus Stahlfaserbeton (rechts)

Die aus den Zugversuchen ermittelte mittlere zentrische Zugfestigkeit des Stahlfaserbetons nach Rissbildung beträgt $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ctm,max}} = 2{,}87\,\mathrm{N/mm^2}$ (Tab. 4.5). Mit einer Dicke des Halbfertigteils von $h_{\mathrm{HFT}} = 10\,\mathrm{cm}$ und einer Breite bzw. Länge des Fundaments von $l_i = 1{,}1\,\mathrm{m}$, ergibt dies nach Gl. (5.1) eine vom Stahlfaserbeton aufnehmbare, verschmierte, rechnerische Zugkraft nach Rissbildung von

Teilergebnisse dieses Kapitels wurden vorab publiziert: LOOK, K.; MARK, P.: *Stahlfasern ersetzen Bewehrung – Fundamente aus Halbfertigteilen mit hoher Fasermenge*. In: Beton- und Stahlbetonbau 117(6), S. 422–432, 2022. (DOI: 10.1002/best.202200018) [197]

$F_{\mathrm{f},i} = 316\,\mathrm{kN}$ je Richtung $i = x, y$.

$$F_{\mathrm{f},i} = f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{ctm,max}} \cdot h_{\mathrm{HFT}} \cdot l_i = 2{,}87 \cdot 0{,}1 \cdot 1{,}1 \cdot 10^3 \frac{\mathrm{kN}}{\mathrm{MN}} = 316\,\mathrm{kN} \tag{5.1}$$

Unter Annahme von Bewehrungsfließen – der experimentell ermittelte Wert der Fließgrenze der hier genutzten Bewehrung beträgt $f_{\mathrm{y}} = 507\,\mathrm{N/mm^2}$ – kann der Stahlfaserbeton nach Gl. (5.2) etwa $A_{\mathrm{s},i} = 6{,}23\,\mathrm{cm^2}$ Bewehrung je Richtung ersetzen ($F_{\mathrm{s},i} = F_{\mathrm{f},i}$).

$$A_{\mathrm{s},i} = \frac{F_{\mathrm{s},i}}{f_{\mathrm{y}}} = \frac{F_{\mathrm{f},i}}{f_{\mathrm{y}}} = \frac{316\,\mathrm{kN}}{50{,}7\,\mathrm{kN/cm^2}} = 6{,}23\,\mathrm{cm^2} \tag{5.2}$$

Mit einer gewählten Bewehrung von $12\varnothing 8$ ($\triangleq 6{,}03\,\mathrm{cm^2}$) je Richtung ergibt sich eine geringe Abweichung zur rechnerisch ersetzbaren Menge nach Gl. (5.2) von $-3{,}2\,\%$. Die Dicke der Stahlfaserbetonschicht $h_{\mathrm{HFT}}$ des SFB-Fundaments entspricht in etwa dem doppelten Abstand des Schwerpunkts der Bewehrungslagen des konventionell bewehrten Fundaments zum Zugrand des Querschnitts ($2 \cdot d_1 \approx 10\,\mathrm{cm}$, Abb. 5.1). Die beiden Fundamente weisen somit rechnerisch näherungsweise dieselbe Biegetragfähigkeit auf.

Die Stützenabmessungen betragen $c_{\mathrm{x}} \times c_{\mathrm{y}} = 0{,}33 \times 0{,}33\,[\mathrm{m}]$. Das Verhältnis von Stützenbreite $c_i$ zu Fundamentbreite $l_i$ je Richtung der Bewehrung $i = x, y$ beträgt 0,3, sodass nach [56] die Bewehrung unabgestuft über die Fundamentbreite verlegt werden darf [86, 183]. Die Fundamente werden so dimensioniert und bemessen, dass rechnerisch auf Durchstanzbewehrung verzichtet werden kann. Ebenso wird auf den monolithischen Anschluss einer Stahlbetonstütze verzichtet, um die Einflüsse zusätzlicher Bewehrungselemente zu eliminieren. Ein Unterschied beider Fundamente besteht somit einzig in der Bewehrungsart.

## 5.2 Untersuchung der Schubfuge

Damit der Nachweis ausreichender Schubkraftübertragung in der Arbeitsfuge zwischen Stahlfaser- und Normalbeton erfüllt wird, muss eine raue Oberfläche des Stahlfaserbetons nach DIN EN 1992-1-1/NA [68, 70] nachgewiesen werden. Nach [57] gilt eine Oberfläche als rau, wenn die Oberflächenbeschaffenheit eine mindestens 3 mm tiefe, durch einen Rechen mit ca. 4 cm Zinkenabstand erzeugte, Rauigkeit aufweist. Zur Bewertung der Oberflächenrauigkeit wird in [56, 57] empfohlen, statt des bekannten Sandflächenverfahrens nach KAUFMANN [170] oder der Messung der Profilkuppenhöhe nach SCHÄFER [241] auf Laser oder optisch basierte Messsysteme zurückzugreifen [181, 251]. Die Messung der Rauigkeit wird im Folgenden deshalb mithilfe des 3D-Scanners ATOS Compact Scan (Carl Zeiss GOM Metrology GmbH) [40], mit dem bereits die Zugprobekörper in Kapitel 4 vermessen wurden, durchgeführt [57, 181]. Dafür werden drei Platten (P1, P2, P3) mit den äußeren Abmessungen $l \times b \times h = 50 \times 50 \times 10\,[\mathrm{cm}]$ aus dem bekannten Stahlfaserbeton (Tab. 3.4) hergestellt (s. Abschnitt 3.4.2). Im Anschluss an die Betonage wird mithilfe eines Rechens (Abb. 5.2) die Rauigkeit hergestellt. Dabei werden die Zinken des Rechens maximal 1 cm tief in den Probekörper eingetaucht, um die Faserorientierung in den tieferen Schichten nicht zu beeinflussen. Die erhärteten Platten werden anschließend vermessen.

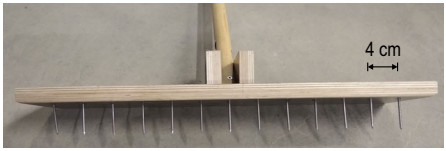
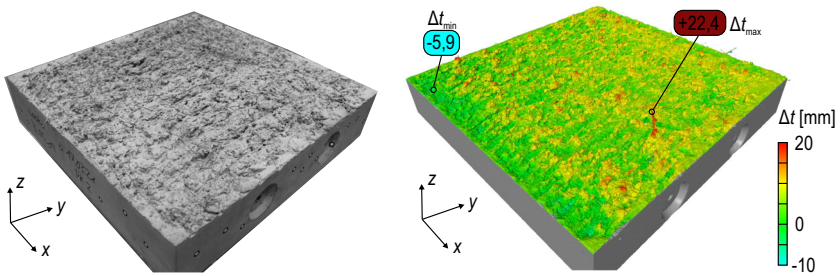



**Abbildung 5.2:** Rechen zur Herstellung der Oberflächenrauigkeit

Abb. 5.3 zeigt exemplarisch an einem der Probekörper die Gegenüberstellung des realen Bauteils (Abb. 5.3(a)) mit der flächigen Abweichung, die sich aus dem Flächenvergleich des 3D-Scans ergibt (Abb. 5.3(b)). Sie zeigen die mit dem Rechen erzeugte Rauigkeit.




(a) (b)

**Abbildung 5.3:** Validierung der Rauigkeit anhand von 3D-Scans an kleinformatigen Platten: (a) Reales Bauteil; (b) Rauigkeit der Betonoberfläche

**Tabelle 5.1:** Maximaler $\Delta t_{max}$, minimaler $\Delta t_{min}$ und mittlerer Wert $\mu$ sowie Standardabweichung $\sigma$ der Rauigkeit der drei Platten P1, P2 und P3

| Probekörper | $\Delta t_{max}$ [mm] | $\Delta t_{min}$ [mm] | $\mu$ [mm] | $\sigma$ [mm] |
|---|---|---|---|---|
| P1 | 19,8 | −14,3 | 4,0 | 4,6 |
| P2 | 22,4 | −5,9 | 4,9 | 3,0 |
| P3 | 23,4 | −19,2 | 2,8 | 5,0 |
| Mittelwert | | | 3,9 | |

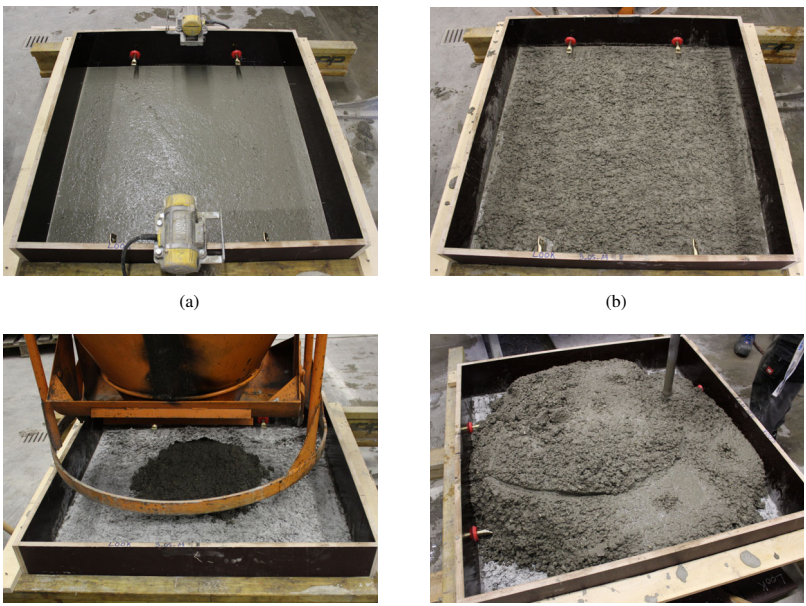
Tab. 5.1 gibt für die drei Platten jeweils den maximalen und minimalen Wert der Rauigkeit ($\Delta t_{max}$/ $\Delta t_{min}$), den Mittelwert $\mu$ sowie die Standardabweichung $\sigma$ der Rauigkeit je Plattenfläche an. Maximale Werte von $\Delta t_{max}$ sind auf herausstehende Stahlfasern zurückzuführen. Sie führen zusätzlich zu einer minimalen Verzahnung der Fuge. Diese wird hier nicht angerechnet. Die wenigen aufgestellten Fasern haben an der Gesamttragfähigkeit nur einen sehr geringen Anteil, sodass ihre Orientierung nahezu parallel zur Belastungsrichtung keinen Einfluss auf das Tragverhalten ausübt. Die über die drei

Platten gemittelte Rauigkeit beträgt $\mu = 3{,}9\,\text{mm} > 3{,}0\,\text{mm}$. Eine mit dem in Abb. 5.2 dargestellten Rechen hergestellte Rauigkeit ist nach [57, 68, 70] somit ausreichend für die Schubkraftübertragung in der Fuge [182]. Ebenso ist eine ausreichende Wiederholgenauigkeit gegeben, da die Standardabweichungen $\sigma$ der drei Platten auf etwa einheitlichem Niveau liegen.

## 5.3 Probekörper

### 5.3.1 Herstellung

Hergestellt wurden beide Fundamente in der Versuchshalle der Konstruktionsteilprüfung (KIBKON) der Ruhr-Universität Bochum. Die Herstellung des Stahlfaserbeton-Halbfertigteils für das SFB-Fundament erfolgt in zwei Chargen zu je 160 l. Abb. 5.4 zeigt den Ablauf der Betonage des gesamten SFB-Fundaments.



(a) (b) (c) (d)

**Abbildung 5.4:** Betonage des SFB-Fundaments: (a) Betonage der ersten Charge des SFB mit Außenrüttlern; (b) Angeraute Stahlfaserbetonschicht; (c) Betonage des NB; (d) Verdichtung des NB mit einer Rüttelflasche

Zunächst wird der Stahlfaserbeton mithilfe einer Betonbombe mittig, aus geringer Fallhöhe in die Schalung eingebracht, um ein Absinken der Fasern zu verhindern. Verdichtet wird mithilfe zweier an der Schalung befestigter Außenrüttler (Abb. 5.4(a)), um die Stahlfaserorientierung nicht zu stören.

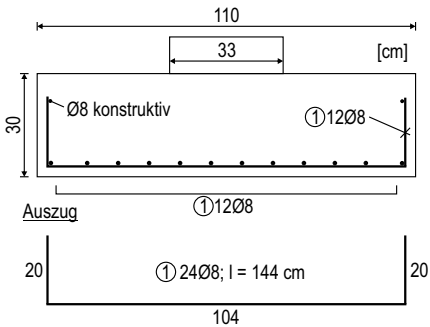
Nach dem Befüllen bis zur Höhe von 10 cm wird die Rauigkeit mithilfe des in Abb. 5.2 dargestellten Rechens hergestellt (Abb. 5.4(b)). 24 h nach der Betonage der Stahlfaserbetonschicht wird das Fundament durch einen Normalbeton bis zur endgültigen Höhe von 30 cm ergänzt (Abb. 5.4(c)). Auch hier wird der Beton mithilfe einer Betonbombe in zwei Chargen zu je 170 l eingebracht. Verdichtet wird die Normalbetonschicht mithilfe einer Rüttelflasche (Abb. 5.4(d)). Für das Abheben aus der Schalung sowie den Transport zum Versuchsstand sind vier Transportanker seitlich in die Fundamente eingebaut.

Die Betonrezeptur des verwendeten Normalbetons ist in Tab. 5.2 aufgeführt. Er ist durch einen Größtkorndurchmesser von $d_g = 16\,\text{mm}$, eine Konsistenzklasse nach DIN EN 12350-5 [73] von F3 und einen $w/z$-Wert von 0,58 (CEM I/42,5 N) gekennzeichnet. Je Charge NB und SFB werden Würfel (Kantenlänge $a = 150\,\text{mm}$) sowie Zylinder (Höhe $h = 300\,\text{mm}$, Durchmesser $d = 150\,\text{mm}$) zur Ermittlung von Druck- und Spaltzugfestigkeit sowie E-Modul hergestellt. Je Charge des Stahlfaserbetons werden zusätzlich drei Balken ($b \times h \times l = 150 \times 150 \times 700\,[\text{mm}]$) zur Klassifizierung nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [58] betoniert. Alle Probekörper werden bei ca. 20 °C bis zum Prüftag in Folie luftdicht verpackt gelagert.

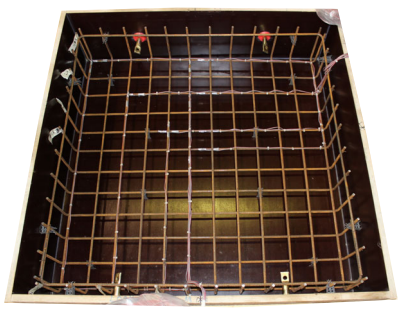
**Tabelle 5.2:** Betonrezeptur des Normalbetons

| Bestandteil | Sand 0/2 | Kies 2/8 | Kies 8/16 | CEM I/42,5 N | Flugasche | Wasser |
|---|---|---|---|---|---|---|
| $[\text{kg}/\text{m}^3]$ | 792 | 360 | 648 | 280 | 80 | 181 |

Das BSt-Fundament ist mit 12⌀8 je Richtung ($\hat{=} 6{,}03\,\text{cm}^2$) bewehrt, sodass ein gleichmäßiger Abstand der Stäbe von 9 cm möglich ist. Abb. 5.5 zeigt den Bewehrungsplan und einen Auszug der Bewehrung (Abb. 5.5(a)) sowie den Bewehrungskorb in der Schalung (Abb. 5.5(b)).




(a)



(b)

**Abbildung 5.5:** BSt-Fundament: (a) Bewehrungsplan und Bewehrungsauszug; (b) Bewehrungskorb in der Schalung

Winkelhaken mit einer Länge von 20 cm sichern eine ausreichende Einleitung der Verankerungskräfte

in den Beton [56, 183, 302]. Die beiden äußeren Stäbe jeder Richtung werden nah an der Krümmung der Winkelhaken platziert.

Die Betonage des BSt-Fundaments erfolgt mit der in Tab. 5.2 aufgeführten Betonmischung in drei Chargen zu je 166 l, ebenfalls mittels Betonbombe. Verdichtet wird mithilfe einer Rüttelflasche. Begleitend zu jeder der drei Chargen werden Würfel (Kantenlänge $a = 150\,\text{mm}$) sowie Zylinder (Höhe $h = 300\,\text{mm}$, Durchmesser $d = 150\,\text{mm}$) zur Ermittlung von Druck- und Spaltzugfestigkeit sowie E-Modul hergestellt. Alle Probekörper werden ebenfalls bei ca. 20 °C bis zum Prüftag in Folie verpackt gelagert.

### 5.3.2 Materialkennwerte

Als Biegezugbewehrung wird Bewehrungsstahl (∅8) der Klasse B500A eingesetzt. Streckgrenze und E-Modul werden nach DIN EN ISO 6892-1 [75] als Mittelwert aus drei Zugproben ermittelt und ergeben sich zu $f_{\text{ym}} = 507\,\text{N/mm}^2$ bzw. $E_{\text{sm}} = 208\,380\,\text{N/mm}^2$ ($\varepsilon_{\text{ym}} = 2{,}43\,‰$). Das experimentell ermittelte Spannungs-Dehnungs-Diagramm des Betonstabstahls ist in Abb. 5.6 dargestellt. Die grauen Kurven repräsentieren die drei Zugproben, die gestrichelte Linie zeigt deren Mittelwert. Zum Schutz der Messtechnik wurde sie im Versuch bei einer Dehnung von ca. 19 ‰ abmontiert. Die Kraft wurde weiter aufgezeichnet. Die Zugfestigkeit beträgt $f_{\text{tm}} = 614\,\text{N/mm}^2$. Eine Extrapolation mithilfe des ansteigenden Astes der Spannungs-Dehnungs-Linie führt zu einer korrespondierenden Bruchdehnung von $\varepsilon_{\text{um}} = 37{,}9\,‰$.

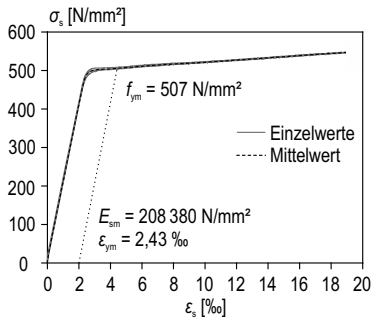



**Abbildung 5.6:** Spannungs-Dehnungs-Diagramm des verwendeten Betonstabstahls

Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen nach DIN EN 12390-3 [74] und Spaltzugfestigkeitsprüfungen nach DIN EN 12390-6 [66] sowie E-Modul-Prüfungen nach DIN EN 12390-13 [71] am Stahlfaserbeton (SFB) und am Normalbeton für die beiden Fundamente SFB (NB-1) und BSt (NB-2) sind in Tab. 5.3 zusammengefasst. In Klammern sind die Mittelwerte der Würfeldruckfestigkeiten $f_{\text{cm,cube}}$ aus drei Würfeln je Charge angegeben. Anhang A listet die Einzelergebnisse auf.

Der SFB erreicht eine mittlere Zylinderdruckfestigkeit von $f_{\text{cm}} = 71{,}9\,\text{N/mm}^2$, der NB einen Wert von $f_{\text{cm}} = 38{,}5\,\text{N/mm}^2$ für das SFB-Fundament (NB-1) bzw. von $f_{\text{cm}} = 34{,}9\,\text{N/mm}^2$ für das BSt-Fundament (NB-2). Bei der Spaltzugfestigkeit des SFB handelt es sich um die Nachrissspaltzugfes-

tigkeit. Zwischen den beiden Chargen des SFB und des NB für das SFB-Fundament werden keine signifikanten Unterschiede festgestellt. Zwischen den einzelnen Chargen des BSt-Fundaments ist eine geringfügige Abnahme der Druckfestigkeit mit steigender Chargennummer erkennbar. Die Standardabweichung der gesamten Betonage NB-2 beträgt $2{,}7\,\mathrm{N/mm^2}$ und liegt somit unter der zur Bestimmung des charakteristischen Werts der Betondruckfestigkeit als 5 %-Quantil einer Normalverteilung angenommenen Standardabweichung von $5{,}0\,\mathrm{N/mm^2}$ [305] und somit in für Beton typischen Streubereichen.

**Tabelle 5.3:** Mittelwerte der Würfel- $f_{\mathrm{cm,cube}}$ sowie Zylinderdruckfestigkeit $f_{\mathrm{cm}}$, der E-Moduln $E_{\mathrm{cm}}$ sowie der Spaltzugfestigkeit $f_{\mathrm{ct,sp}}$ des Stahlfaserbetons und des Normalbetons für beide Probekörper

| Beton | $f_{\mathrm{cm,cube}}$ [N/mm²] | $f_{\mathrm{cm}}$ [N/mm²] | $E_{\mathrm{cm}} \cdot 10^{-3}$ [N/mm²] | $f_{\mathrm{ct,sp}}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|
| SFB | 80,0 (80,9/79,1) | 71,9 | 34,23 | 6,19 |
| NB-1 | 39,6 (40,6/38,6) | 38,5 | 33,40 | 3,28 |
| NB-2 | 38,0 (41,7/38,2/35,3) | 34,9 | 31,42 | 3,16 |

In Abb. 5.7 sind die Kraft-Durchbiegungs-Kurven (Charge 1 dunkelgrau, Charge 2 hellgrau) der begleitenden Vierpunkt-Biegezugversuche sowie deren Mittelwert (schwarz) auf der primären Ordinate dargestellt. Der Variationskoeffizient ist auf der sekundären Ordinate (gestrichelt) aufgetragen. Die Auswertung der Nachrissbiegezugfestigkeiten für den SFB erfolgt nach [58] analog zu Abschnitt 3.3 und ist in Tab. 5.4 zusammengefasst. Balken B2 der zweiten Charge (2-B2) kann, wie schon ein Balken der Biegezugversuche in Abschnitt 3.3, nach [135] als Ausreißer identifiziert werden (Anhang C) und fließt somit nicht in die Auswertung in Tab. 5.4 ein. Wie auch in den in Abschnitt 3.3 aufgeführten Vierpunkt-Biegezugversuchen, kann auch hier abschließend keine Ursache für das stark abweichende Verhalten identifiziert werden. Hierzu sollten weitere Untersuchungen erfolgen.

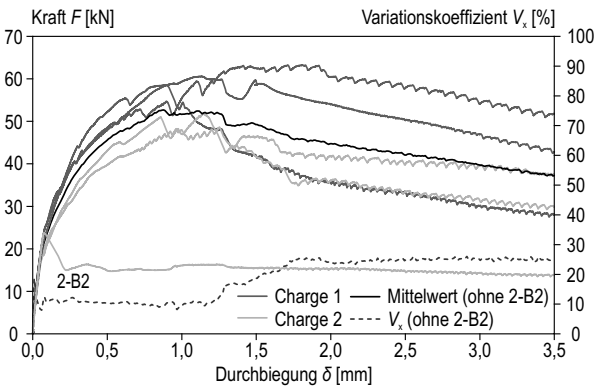



**Abbildung 5.7:** Kraft-Durchbiegungs-Kurven, Mittelwert sowie Variationskoeffizient der Biegezugversuche des Stahlfaserbetons

Die Mittelwerte der Nachrissbiegezugfestigkeiten liegen in etwa auf dem Niveau der Biegezugversuche aus Abschnitt 3.3 (Tab. 3.5). Lediglich der Variationskoeffizient für den Leistungsklassenwert L2 nimmt gegenüber dem der Biegezugversuche aus Abschnitt 3.3 zu, sodass der charakteristische Wert kleiner wird. Maßgebend werden aber auch hier für beide Leistungsklassenwerte die Obergrenzen der charakteristischen Werte der Nachrissbiegezugfestigkeit. Beide liegen über dem maximal möglichen Leistungsklassenwert 3,0, sodass der Stahlfaserbeton in die Leistungsklasse L3,0/3,0 eingestuft wird.

**Tabelle 5.4:** Statistische Auswertung der Vierpunkt-Biegezugversuche nach [58]

| Bezeichnung | | Einheit | L1 | L2 |
|---|---|---|---|---|
| Mittelwert | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i}$ | $[\mathrm{N/mm^2}]$ | 8,09 | 6,61 |
| Standardabweichung | $\sigma_i$ | $[\mathrm{N/mm^2}]$ | 0,84 | 1,65 |
| Variationskoeffizient | $V_{\mathrm{x}}(i)$ | [-] | 0,10 | 0,25 |
| log. Mittelwert | $\mathrm{L}f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i}$ | [-] | 2,09 | 1,86 |
| log. Standardabweichung | $\mathrm{L}\sigma_i$ | [-] | 0,11 | 0,25 |
| Fraktilenfaktor | $k_{\mathrm{s}}$ | [-] | 2,463 | |
| Charakteristischer Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflk},i}$ | $[\mathrm{N/mm^2}]$ | 6,21 | 3,52 |
| Obergrenze charakteristische Nachrissbiegezugfestigkeit | $0{,}51 \cdot f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cflm},i}$ | $[\mathrm{N/mm^2}]$ | 4,16 | 3,40 |
| maßg. charak. Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit | $f^{\mathrm{f}}_{\mathrm{cfl},i}$ | $[\mathrm{N/mm^2}]$ | 4,16 | 3,40 |
| Leistungsklasse | | | L3,0/3,0 | |

Im Einzelversuch treten höhere Maximalwerte als in den vorausgegangenen Biegezugversuchen auf. Der Mittelwert aus der jeweiligen maximalen Kraft der fünf Balken beträgt 55,8 kN. Daraus ergibt sich eine Nachrissbiegezugfestigkeit von $9{,}75\,\mathrm{N/mm^2}$. Die Streuung nimmt mit zunehmender Verformung ebenso zu. Der maximale Variationskoeffizient liegt hier bei 25 % und damit doppelt so groß wie für die Biegezugversuche aus Abschnitt 3.3.

## 5.4 Versuchsaufbau

Der Versuchsaufbau sieht eine zwängungsarme Verkrümmung des Fundaments sowie eine freie untere laterale Ausdehnungsmöglichkeit vor (Abb. 5.8). Dadurch wird die Last gleichförmig über die gesamte Fläche abgetragen. Auf der unteren Druckplatte der Prüfmaschine werden mithilfe einer Schablone vier Kalotten ($d = 145\,\mathrm{mm}$; (9)) platziert. Sie gewährleisten eine gleichmäßige Lastverteilung auch bei zunehmender Verformung [29, 233]. Auf diesen werden vier Stahlplatten (S355, $b \times l = 500 \times 500\,[\mathrm{mm}]$, $t = 60\,\mathrm{mm}$; (8)) mittig ausgerichtet. Je Platte werden vier Elastomerkissen (Compactlager S70, $b \times l = 100 \times 100\,[\mathrm{mm}]$, $t = 10\,\mathrm{mm}$, Calenberg Ingenieure; (5)) so gesetzt, dass das Fundament in einem gleichmäßigen Raster aufliegt. Zwischen den 12 außenliegenden Elastomeren und der Stahlplatte wird eine Gleitebene bestehend aus zwei Ebenen PTFE-Folien (Polytetrafluo-

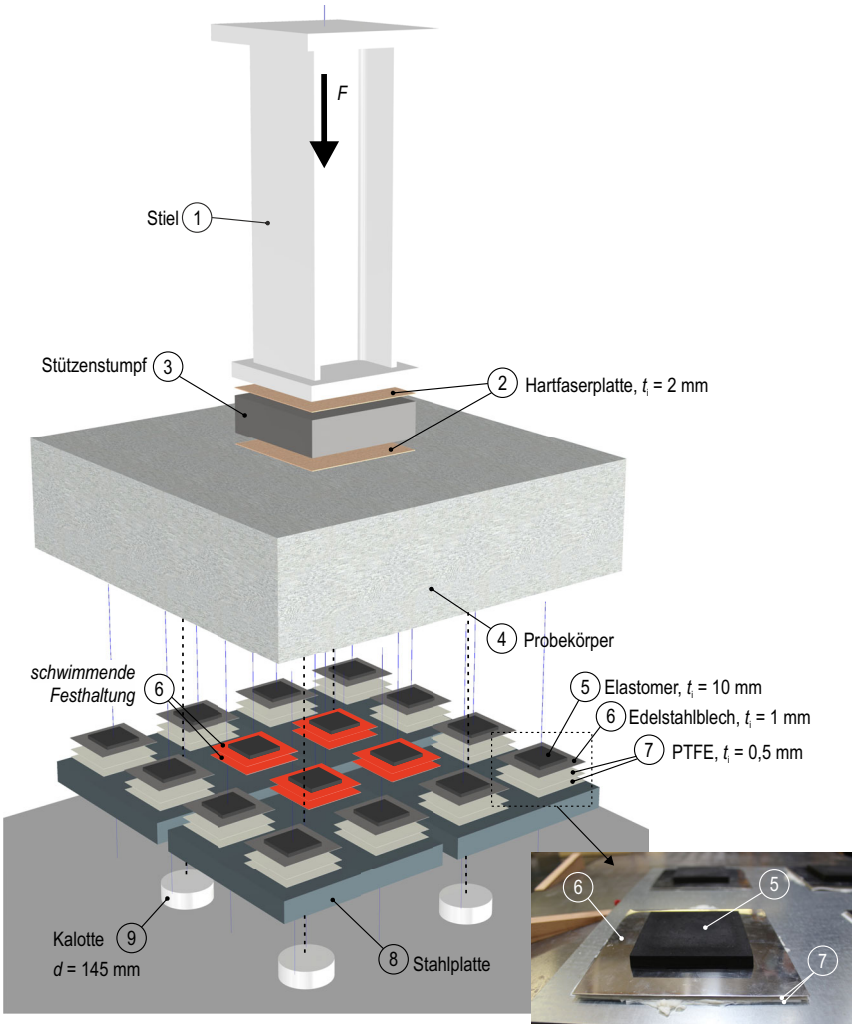



**Abbildung 5.8:** Schematischer Aufbau des Versuchsstands mit Detail zur Ausbildung der Gleitebene

rethylen) ($b \times l = 170 \times 170$ [mm], $t = 0{,}5$ mm; (7)), zwischen denen Schmierfett aufgetragen wird, und einem Edelstahlblech ($b \times l = 170 \times 170$ [mm], $t = 1$ mm; (6)) vorgesehen [29, 176, 204, 290], um mögliche Zwangskräfte und Membranwirkungen zu verhindern, die die Tragfähigkeit steigern können [21, 233, 256]. Die vier innen liegenden Elastomere werden als *schwimmende Festhaltung* ohne Gleitebene aus je zwei Edelstahlblechen ($b \times l = 170 \times 170$ [mm], $t = 1$ mm; (6)) ausgebildet (Abb. 5.8, rot markiert). Der Stützenstumpf besteht aus Baustahl (S355, $b \times l \times h = 330 \times 330 \times 100$ [mm]; (3)). Die Kontaktflächen zwischen dem Probekörper und dem Stumpf sowie zwischen Stumpf und dem Stützen-Stiel (S235, HEB260 mit angeschweißten Kopfplatten, $t = 40$ mm; (1)) werden mit je einer Hartfaserplatte ($t = 2$ mm; (2)) ausgebildet, um Unebenheiten auszugleichen und somit die zentrische Lasteinleitung zu gewährleisten.

In beiden Versuchen erfolgt die Lastaufbringung über die untere Druckplatte, kolbenweggeregelt mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/min. Gestoppt wird der Versuch des SFB-Fundaments bei Erreichen von 30 % der Maximallast im absteigenden Ast. Der Versuch des BSt-Fundaments wird nach dem Versagen mehrerer Bewehrungsstäbe beendet.

## 5.5 Messtechnik

Die Verformungen der Fundamentoberseiten werden durch das optische Messsystem ARAMIS Adjustable (Carl Zeiss GOM Metrology GmbH) dokumentiert [39]. Zwei Kameras (ARAMIS Adjustable 12M) sind an einem am oberen Querhaupt montierten U-Profil befestigt (Abb. 5.9).

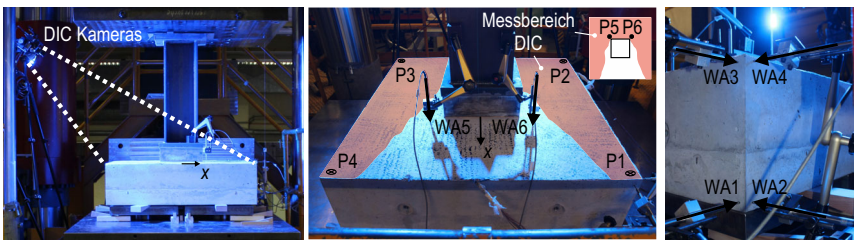



**Abbildung 5.9:** Positionierung des optischen Messsystems ARAMIS mit Messpunkten P1 bis P6 und Applikation der Wegaufnehmer WA1 bis WA6

Die Oberflächen der Versuchskörper werden vor dem Versuch mithilfe einer Strukturrolle präpariert, sodass eine Auswertung mittels digitaler Bildkorrelation (DIC) über nahezu die gesamte Fläche möglich ist [26, 37, 44, 45, 46, 47, 166, 229, 271]. Die DIC beruht auf dem Vergleich von Oberflächenmustern vor und während verschiedener Belastungszeitpunkte und generiert daraus ein vollflächiges Verschiebungsfeld der Oberfläche. Die Verschiebungen des Stützenstumpfes und des Stiels werden punktuell mithilfe von aufgeklebten Messmarken aufgezeichnet [108]. Der hinter dem Stiel nicht erfasste Bereich wird durch zwei Wegaufnehmer abgedeckt (Bezeichnungen WA5 und WA6, Abb. 5.9), die an den Ecken der Stütze die vertikale Verformung der Betonoberfläche aufzeichnen. Sie sind am Stiel befestigt. Seine Bewegung sollte aufgrund der Belastung über die untere Druckplatte gleich Null

sein, wird aber zusätzlich über das optische Messsystem kontrolliert. Die Messung der seitlichen Bewegung erfolgt an vier über die Höhe des Probekörpers angebrachte Wegaufnehmer an der seitlichen Kante unterhalb des Punktes P1 in $x$- und $y$-Richtung (WA1 bis WA4, Abb. 5.9).

Für das betonstahlbewehrte Fundament BSt werden zusätzlich 14 DMS (HBM Typ K-CLY41-3/120, 3 mm Messgitter) seitlich auf die Bewehrungsstäbe appliziert.

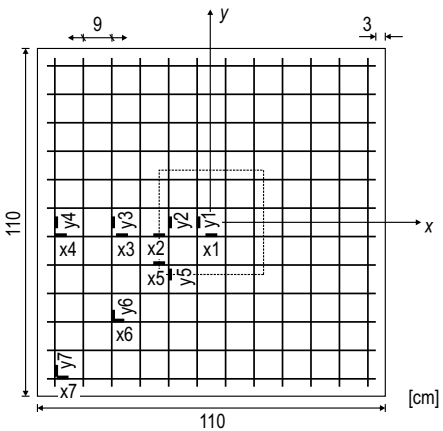



**Abbildung 5.10:** Positionierung und Nummerierung der DMS im Bewehrungsnetz

Aufgrund des zu erwartenden symmetrischen Verhaltens wird nur ein Fundamentviertel betrachtet, in dem mittig sowie am Stützenanschnitt, am Fundamentrand und auf ca. halber Länge zwischen Außenkante und Stützenanschnitt in $y$-Richtung (Bezeichnung yi) und $x$-Richtung (Bezeichnung xi) Stahldehnungen gemessen werden. Die Positionierung und Bezeichnungen der DMS sind in Abb. 5.10 dargestellt.

Für das BSt-Fundament wird sowohl die Seitenfläche in $y$-Richtung als auch in $x$-Richtung gefilmt. Für das Fundament SFB wird nur die Seitenfläche in $y$-Richtung aufgezeichnet.

## 5.6 Ergebnisse

### 5.6.1 Betonstahldehnungen

Abb. 5.11 stellt die aufgebrachte Kraft $F$ in Abhängigkeit der Betonstahldehnungen $\varepsilon_s$ für die DMS in $x$- (Abb. 5.11(a)) und $y$-Richtung (Abb. 5.11(b)) dar. Nahezu alle erreichen ihre Fließgrenze. DMS y3 erreicht diese bei einer Kraft von 750 kN als erstes. Kurz darauf folgen y4 bei $F = 777$ kN, y2 bei $F = 799$ kN und y1 bei $F = 853$ kN bis die Fließgrenze mit DMS x1 bei einer Kraft von 975 kN auch in $x$-Richtung erreicht wird. Die DMS y5 ($F = 1000$ kN), x5 ($F = 1030$ kN), x2 ($F = 1230$ kN) und x3 ($F = 1231$ kN) erreichen zuletzt ihre Fließgrenze. Lediglich die außen liegenden DMS y6, y7, x4, x6 und x7 bleiben im elastischen Bereich. Einige DMS versagen vorzeitig, da sie im Riss liegen.

Die Dehnungen steigen bei einer Kraft von ca. 420 kN zunächst in den DMS y1 bis y4 stark an. Nachdem bei ca. 675 kN die zum Erstriss führende Kraft erreicht ist, flachen die Kurven der DMS y1, y2, y3 und y4 ab und erreichen ein Plateau. Der Grund dafür ist ein minimaler Kraftabfall von 675 kN auf 667 kN, der Riss öffnet sich und die Dehnungen nehmen daraufhin binnen weniger Sekunden stark zu. Der Versuchsaufbau begünstigt eine weitere Verformungslokalisierung in dem entstehenden Riss, was zu dem Kraftplateau führt.

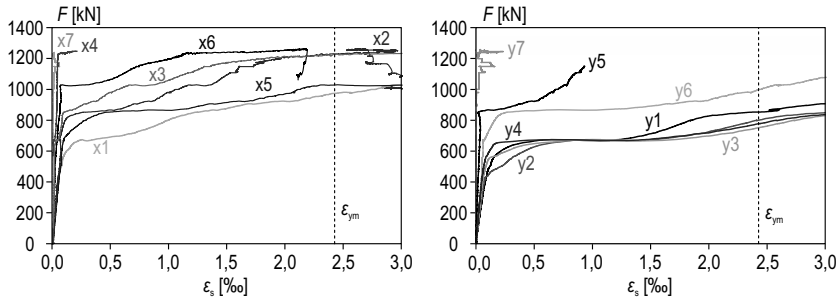



**Abbildung 5.11:** Kraft $F$ in Abhängigkeit der Betonstahldehnungen $\varepsilon_s$: (a) $x$-Richtung; (b) $y$-Richtung

Erst als alle DMS in $y$-Richtung in Fundamentmitte ($x = 0$) fließen, steigen die Dehnungen in den in $x$-Richtung applizierten DMS an. Die Dehnungen in den in $y$-Richtung applizierten DMS sind zu diesem Zeitpunkt bereits bei 10 bis 15 ‰. Die große Rotationskapazität des Versuchsaufbaus bündelt nahezu die gesamte Verformung zunächst in dem Bereich der DMS y1 bis y4. Erst als dieser Riss sehr groß ist, kann die Kraft auf die zweite Tragrichtung umgelagert werden. In dieser entsteht dann ein zweiter Riss. Hier sind die Rissbreiten auch bei Versuchsende im Vergleich zu dem Riss in $x$-Richtung deutlich geringer (s. Abb. 5.14).

### 5.6.2 Last-Verformungs-Verlauf

Die globale Verformung des Systems $w_{ges}$ – hier als Durchbiegung bezeichnet – wird nach Gl. (5.3) aus der Differenz des Mittelwerts der äußeren vertikalen Verschiebungen $w_{außen}$ an den äußeren Ecken des Fundaments ($w_{außen} = (w_{P1} + w_{P2} + w_{P3} + w_{P4})/4$) und dem Mittelwert der inneren vertikalen Verschiebungen $w_{innen}$ an den Stützenecken ($w_{innen} = (w_{P5} + w_{P6} + w_{WA5} + w_{WA6})/4$) berechnet. Die Verschiebungen $w_{Pi}$ mit $i = 1,...6$ werden dabei aus den Ergebnissen der optischen Messung generiert, die Verschiebungen $w_{WA5}$ und $w_{WA6}$ aus den Messungen der Wegaufnehmer WA5 und WA6 (Abb. 5.9).

$$w_{ges} = \frac{1}{4} \cdot [(w_{P1} + w_{P2} + w_{P3} + w_{P4}) - (w_{P5} + w_{P6} + w_{WA5} + w_{WA6})] \tag{5.3}$$

Abb. 5.12 zeigt die Kraft-Durchbiegungs-Kurven der beiden Fundamente SFB (schwarz) und BSt (grau) mit Maximalkräften und zugehörigen Durchbiegungen.

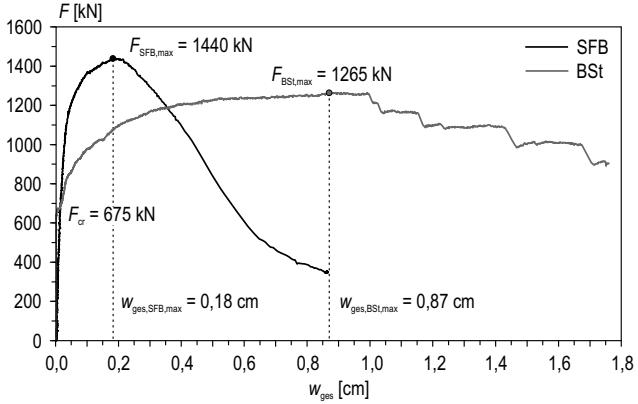



**Abbildung 5.12:** Kraft-Durchbiegungs-Verlauf der Fundamente SFB und BSt

Das Rissmoment für das BSt-Fundament berechnet sich mit Gl. (5.4) und Gl. (5.5) zu $M_{\mathrm{cr,BSt}} = 46{,}86\,\mathrm{kNm}$. Die mittlere Zugfestigkeit des Betons $f_{\mathrm{ctm}}$ wird dabei aus der Spaltzugfestigkeit $f_{\mathrm{ct,sp}}$ (Tab. 5.3) mit $f_{\mathrm{ctm}} = 0{,}9 \cdot f_{\mathrm{ct,sp}} = 2{,}84\,\mathrm{N/mm^2}$ nach DIN EN 1992-1-1/NA [68, 70] abgeschätzt. Das Rissmoment für das SFB-Fundament berechnet sich zu $M_{\mathrm{cr,SFB}} = 49{,}5\,\mathrm{kNm}$ mit $f_{\mathrm{ctm}} = 3{,}0\,\mathrm{N/mm^2}$ aus den Ergebnissen der Zugversuche (Tab. 4.5). Das Rissmoment wird für das BSt-Fundament bei einer Kraft von ca. 675 kN erreicht (DMS y3, Abb. 5.11). Die Momente werden dabei aus den aufgezeichneten Dehnungen der DMS (Abb. 5.11), einem vereinfacht konstant angenommenen inneren Hebelarm von $z = 0{,}9 \cdot d$, und dem bilinearen einaxialen Materialmodell des Betonstahls (Abb. 5.6) berechnet.

$$M_{\mathrm{cr}} = W \cdot f_{\mathrm{ctm}} \text{ für rein biegebeanspruchte Bauteile} \tag{5.4}$$

mit:

$W$ Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnitts [$\mathrm{m^3}$]

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \text{ für einen Rechteckquerschnitt} \tag{5.5}$$

$b = l_i$ Breite bzw. Länge des Fundaments [m]

$h$ Höhe des Fundaments [m]

$f_{\mathrm{ctm}}$ mittlere Betonzugfestigkeit [$\mathrm{N/mm^2}$]

Die Dehnungen des BSt-Fundaments nehmen vor dem Erreichen der zum Erstriss führenden Kraft in $y$-Richtung zunächst zu, der initiale Riss in $x$-Richtung ($y = 0$) öffnet sich. Im Last-Verformungs-Diagramm ist dies durch einen Sprung im Kurvenverlauf gekennzeichnet bzw. in dem Verlauf der Betonstahldehnungen (Abb. 5.11) durch ein Kraftplateau ersichtlich. Es folgt ein merklicher Steifigkeitsverlust, gekennzeichnet durch eine große Verformungszunahme bei weniger Kraftzunahme. Die Kurve verlässt den linear-elastischen Bereich und flacht zunehmend ab. Bei einer Kraft von 750 kN

fließt dann der erste Bewehrungsstab (DMS y3). Die Durchbiegung nimmt bei stetig abflachendem Kraftgradienten zu. Ein zweiter Riss, orthogonal zum ersten, öffnet sich bei einer Kraft von ca. 860 kN in $y$-Richtung ($x = 0$). Hier ist kein merklicher Sprung im Verlauf erkennbar, die Rissbreite bleibt deutlich unter der des in $x$-Richtung verlaufenden Risses, jedoch erreichen die nah positionierten DMS x5 und y5 ebenso ein Plateau wie schon die DMS y1 bis y4 bei Erreichen der Erstrisslast von 675 kN. Mit Erreichen einer Kraft von 975 kN fließt dann der erste Bewehrungsstab in $x$-Richtung. Bei ca. 1030 kN – mit Fließen von DMS x5 – ist ein weiterer Sprung im Last-Verformungs-Diagramm erkennbar, die Dehnungen in den DMS x1, x5 und y5 nehmen zu, die der DMS y1 bis y4 ab, während DMS y1 und y2 versagen, sodass mindestens ein weiterer Riss, vermutlich der kreisförmige Riss um die Stütze (Abb. 5.14(b)), aufgeht. Die Kraftkurve flacht weiter ab als DMS x3 und x2 ihre Fließgrenze erreichen und die Dehnung in DMS x3 stark zunimmt. Die Dehnung in DMS x2 bleibt dabei nahezu konstant auf Fließniveau. Die Kraft kann dann auf dem Niveau des Maximalwerts gehalten werden, bis dieser bei 1265 kN und einer Durchbiegung von $w_{\mathrm{ges}} = 0{,}87\,\mathrm{cm}$ erreicht wird. Der erste Bewehrungsstab versagt, die Kraft fällt sprunghaft ab und die Durchbiegung $w_{\mathrm{ges}}$ nimmt abrupt zu. Nach und nach versagen weitere Bewehrungsstäbe. Die Tragfähigkeit des Fundaments ist erreicht. Vom Erreichen der Maximalkraft bis zu einer Resttragfähigkeit von 70 % der Maximalkraft (890 kN) biegt sich das Fundament um weitere 0,88 cm durch.

Die Last-Verformungs-Kurve des SFB-Fundaments steigt ohne größere Steifigkeitsreduktion steil an. Sprünge, die auf Rissöffnungen hindeuten, sind im ansteigenden Ast nicht zu erkennen, das Fundament verhält sich nahezu linear-elastisch. Erst kurz vor Erreichen der Maximalkraft flacht die Kraftkurve leicht ab. Das SFB-Fundament erreicht seine Maximalkraft von 1440 kN bei einer Durchbiegung von 0,18 cm. Es biegt sich bei Erreichen seiner Maximalkraft somit um 75 % weniger als das BSt-Fundament. Erst jetzt öffnet sich der Hauptriss, gefolgt von einer kontinuierlichen Durchbiegungszunahme und einer nahezu linearen Kraftreduktion. Die Öffnung eines zweiten orthogonalen Risses wie beim Stahlbeton-Fundament ist nicht erkennbar. Bei einer Durchbiegung von ca. 0,6 cm und einer Kraft von 500 kN im abfallenden Ast flacht die Kurve bis zum Versuchsende weiter ab. Das SFB-Fundament weist bei einer Resttragfähigkeit von 70 % seiner Maximalkraft (1008 kN) eine Durchbiegung von 0,44 cm auf. Es biegt sich somit nach Erreichen der Maximalkraft um weitere 0,24 cm und damit um 73 % weniger als das BSt-Fundament bei Erreichen seiner Resttragfähigkeit von 70 % der Maximalkraft. Das SFB-Fundament weist sowohl vor als auch nach Erreichen der Maximalkraft deutlich weniger Verformungsvermögen auf. Es erreicht eine um 175 kN (14 %) größere Tragfähigkeit.

### 5.6.3 Optische Verformungsmessung und Rissbild

Mit der DIC können mithilfe der Software GOM Correlate [41] Verformungszustände zu verschiedenen Zeitpunkten des Versuchs ermittelt werden [45], aus denen dann die räumliche Verschiebung $w_{\mathrm{xyz}}$ der Oberfläche der Probekörper abgeleitet werden kann. Sie ist für das jeweilige Versuchsende in Abb. 5.13 dargestellt und berechnet sich aus den Verschiebungen in die drei Raumrichtungen $w_{\mathrm{x}}$, $w_{\mathrm{y}}$ und $w_{\mathrm{z}}$ nach Gl. (5.6). Die maximale und minimale Verschiebung in $x$-Richtung beträgt für das SFB-Fundament $w_{\mathrm{x,max}} = 0{,}04\,\mathrm{cm}$ bzw. $w_{\mathrm{x,min}} = -0{,}03\,\mathrm{cm}$. Für die $y$-Richtung betragen die beiden Werte $w_{\mathrm{y,max}} = 0{,}05\,\mathrm{cm}$ und $w_{\mathrm{y,min}} = -0{,}03\,\mathrm{cm}$. Das BSt-Fundament bewegt sich $w_{\mathrm{x,max}} = 0{,}17\,\mathrm{cm}$ bzw.

$w_{x,min} = -0{,}09\,cm$ in $x$-Richtung. In $y$-Richtung sind es $w_{y,max} = 0{,}05\,cm$ und $w_{y,min} = -0{,}18\,cm$. All diese Verschiebungen sind im Vergleich zu $w_z$ vernachlässigbar gering, sodass näherungsweise $w_{xyz} \approx w_z$ gilt.

$$w_{xyz} = \sqrt{w_x^2 + w_y^2 + w_z^2} \tag{5.6}$$

Die Bewegung des Stützenstumpfes beträgt aufgrund der Stauchung der beiden Hartfaserplatten (s. Abb. 5.9) maximal 0,05 cm. Die Bewegung des Stiels ist auf 0,025 cm begrenzt. Beide Größen sind vernachlässigbar.

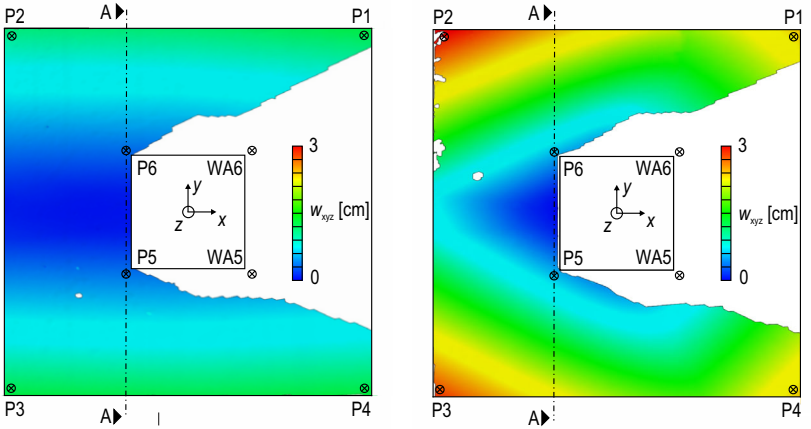
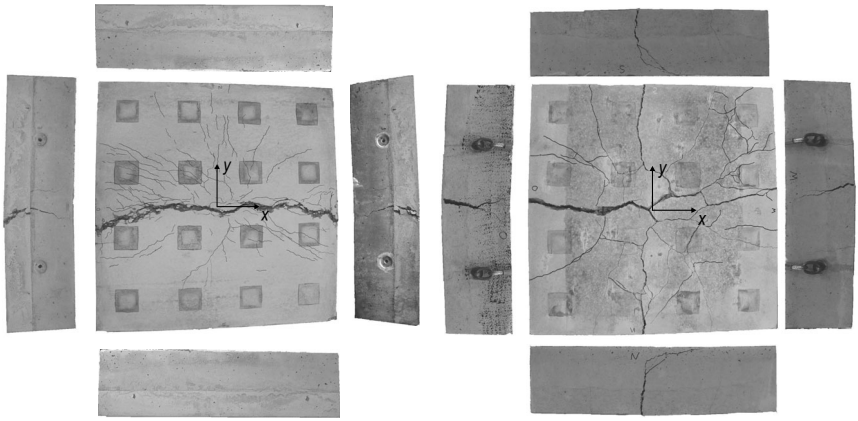



**Abbildung 5.13:** Verformung $w_{xyz}$ nach Versuchsende: (a) SFB-Fundament; (b) BSt-Fundament

Die unterseitigen als auch seitlichen Risse der beiden Fundamente sind in Abb. 5.14 dargestellt. Die unterseitige Rissentwicklung konnte aufgrund des Versuchsaufbaus nicht dokumentiert werden. Sie wird anhand der DIC, der Last-Verformungs-Beziehung, der Messungen der Wegaufnehmer und der Videoaufzeichnungen rekonstruiert. Die initiale Rissbildung des BSt-Fundaments erfolgt in $x$-Richtung etwa in Fundamentmitte ($y = 0$). Der zweite Riss öffnet sich senkrecht zum ersten in $y$-Richtung ebenso in Fundamentmitte ($x = 0$). Bei weiterer Kraftsteigerung öffnen sich je Richtung zwei weitere Risse bei etwa $l_x/4$ bzw. $l_y/4$ (Abb. 5.14(b)), die vom Stützenanschnitt radial zum Rand hin verlaufen. Etwa tangential um die Stütze herum bilden sich weitere einzelne Risse aus. Die Ecken des Fundaments heben ab, es „schüsselt“ auf. Dies geschieht näherungsweise symmetrisch (P1: $w_z = 2{,}5\,cm$; P2: $w_z = 3{,}0\,cm$; P3: $w_z = 2{,}8\,cm$; P4: $w_z = 2{,}7\,cm$; Abb. 5.13(b)). Nahezu die gesamte Verformung konzentriert sich so in den in $x$-Richtung verlaufenden Riss im Bereich $x < 0$ (Abb. 5.14(b)).

Das SFB-Fundament verformt sich über einen in $x$-Richtung verlaufenden unterseitigen Biegeriss, der sich nahezu mittig über die gesamte Länge des Fundaments gleichmäßig öffnet (Abb. 5.14(a)).

Kleinere Risse – in Abb. 5.14(a) nachgezeichnet – verlaufen ausgehend von diesem radial nach außen. Die beiden in $x$-Richtung verlaufenden Fundamenträndern verformen sich dabei wiederum fast symmetrisch (P1, P3, P4: $w_z = 1{,}3\,\text{cm}$; P2: $w_z = 1{,}2\,\text{cm}$). Das SFB-Fundament verzeichnet sowohl vor als auch nach Erreichen der Maximallast eine deutlich geringere Verformungszunahme als das BSt-Fundament.




(a) (b)

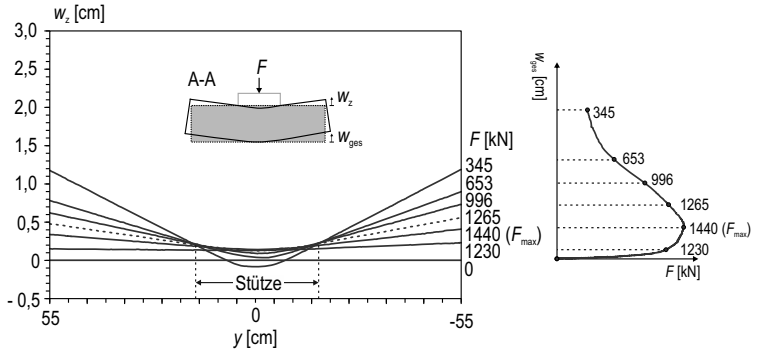
**Abbildung 5.14:** Rissbild der Unterseite sowie der Seiten: (a) SFB-Fundament; (b) BSt-Fundament

Abb. 5.15 zeigt die mit der DIC gewonnenen vertikalen Verformungen der Fundamentoberseite $w_z$ im Schnitt A-A (Abb. 5.13), der sich ca. 3,5 cm von der Stützenkante entfernt befindet, für ausgewählte Laststufen. Diese sind im zugehörigen Kraft-Durchbiegungs-Diagramm gekennzeichnet.

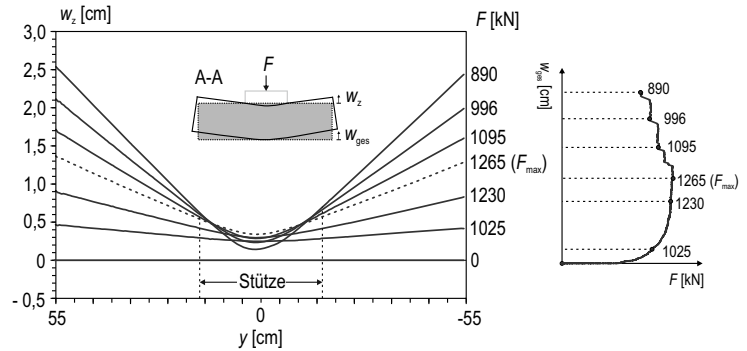
Das SFB-Fundament verformt sich aufgrund der einachsigen Rissbildung entlang der in $x$-Richtung verlaufenden Stützenkanten, wohingegen sich die Verformung des BSt-Fundaments im Schnitt A-A aufgrund des zweiachsigen Rissmusters auf die Ecken konzentriert – typisch für ein Aufschüsseln. Bis zum Erreichen der Maximalkraft von 1440 kN wird dabei eine vertikale Verformung der Fundamentkanten von $w_z = 0{,}35\,\text{cm}$ und eine Durchbiegung von $w_{ges} = 0{,}18\,\text{cm}$ gemessen. Das BSt-Fundament verzeichnet bei Erreichen seiner Maximalkraft von 1265 kN eine vertikale Verformung der Ränder von $w_z = 1{,}15\,\text{cm}$ und eine Durchbiegung von $w_{ges} = 0{,}87\,\text{cm}$. Bei der gleichen Kraft im abfallenden Ast des SFB-Fundaments (gestrichelte Linie) verzeichnet dieses, obwohl die Rissbildung bereits erfolgte, ein Abheben der Kanten von $w_z = 0{,}50\,\text{cm}$. Anders als beim SFB-Fundament kündigt sich das Versagen des BSt-Fundaments durch eine frühe, erhöhte Verformungszunahme und Rissbildung an.

In Abb. 5.16 sind zum Vergleich Detailaufnahmen sowohl des seitlichen (jeweils links) als auch des unterseitigen Risses (jeweils rechts) beider Fundamente abgebildet.

Der Hauptriss des SFB-Fundaments besteht aus einer Schar mehrerer feiner Risse, die sich teils kreuzen und nebeneinander herlaufen. Sie verästeln sich weiter im Bauteil. Sobald sich der Riss über die Höhe in den Normalbeton fortpflanzt, weist er – typisch für unbewehrten Beton – keine Verästelungen

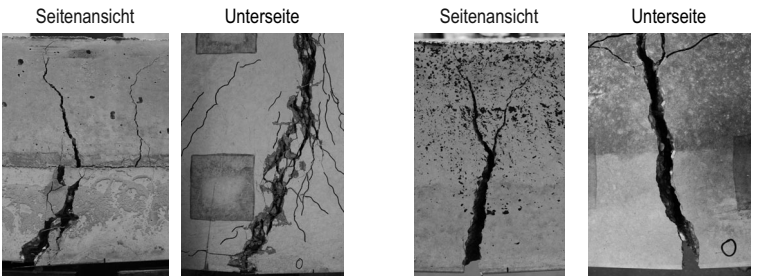



(a)




(b)

**Abbildung 5.15:** Oberflächenverformung $w_z$ im Schnitt A-A (Abb. 5.13) für ausgewählte Laststufen: (a) SFB-Fundament; (b) BSt-Fundament




(a) (b)

**Abbildung 5.16:** Details der Rissbildung der Seitenansicht (links) als auch der Unterseite (rechts): (a) SFB-Fundament; (b) BSt-Fundament

auf. Feine Risse sind hier für eine übersichtlichere Darstellung nachgezeichnet. Stahlbeton kann nur über die vorhandene Stabbewehrung Zugkräfte über den Riss hinweg übertragen und punktuell in den Beton einleiten, bis die Zugfestigkeit zwischen den Rissen überschritten wird und weitere Risse entstehen. Die Rissspitze pflanzt sich deshalb nahezu geradlinig in Richtung des gedrückten Bauteilrands fort und verästelt sich nicht. Für das SFB-Fundament verästelt sich der Riss auch in das Bauteilinnere hinein. Durch die große Stahlfasermenge kreuzen zahlreiche Stahlfasern den Hauptriss, übertragen weiterhin Kräfte auch in das Bauteil hinein und gewährleisten so eine weitere Rissbildung. Aufgrund der gegenüber einem Bewehrungsstab kürzeren Geometrie der Stahlfasern, sind sie nur über eine begrenzte Einleitungslänge in der Lage Zugkräfte in den Beton zu übertragen. Die Krafteinleitung ist für den Stahlbeton deutlich länger, sodass sich die Verteilung der Risse über die gesamte untere Fundamentfläche erstreckt, wohingegen sich diejenige für das SFB-Fundament in einem Hauptriss konzentriert.

### 5.6.4 Laterale Bewegung der Fundamente

Die seitliche Bewegung der Fundamente veranschaulicht Abb. 5.17. Zusätzlich zu den Messungen der vier Wegaufnehmer WA1 bis WA4 in Abhängigkeit der Durchbiegung $w_{ges}$ (durchgezogene Linien) sind die Kraft-Durchbiegungs-Kurven der beiden Fundamente (gestrichelte Linie) eingezeichnet. Die Wegaufnehmer WA1 bis WA4 messen den Weg des Probekörpers senkrecht zur Kraftrichtung und damit orthogonal zur maßgeblichen Verformung $w_z$. Da die Wegaufnehmer starr mit der unteren Druckplatte verbunden sind, gleiten sie während des Versuchs entlang des Probekörpers entgegen der Verformungszunahme ($z$-Richtung) am Probekörper entlang, sodass sich der Messpunkt am Probekörper während des Versuchs ändert und weiter nach unten verschiebt. Dadurch entstehen Differenzen zwischen der Messung der DIC im Punkt P1 ($w_x$ und $w_y$) und den Messwerten der Wegaufnehmer WA3 ($w_x$) und WA4 ($w_y$).

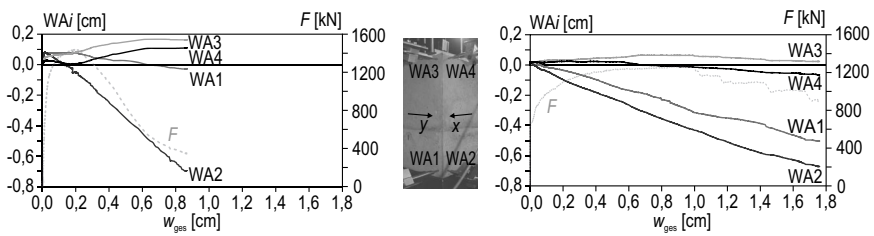



**Abbildung 5.17:** Laterale Bewegung der Probekörper: (a) SFB-Fundament; (c) BSt-Fundament sowie (b) Positionierung der Wegaufnehmer am Probekörper

Die Bewegungen vor Erreichen der Maximalkraft bleiben für das SFB-Fundament jeweils unter einem Wert von 0,1 cm. Bei Erreichen der Maximalkraft ist ein Sprung im Verlauf des Wegaufnehmers WA2 zu erkennen – der Riss in $x$-Richtung öffnet sich. Mit zunehmender Durchbiegung $w_{ges}$ nimmt die Bewegung von WA2 nahezu linear bis auf einen Maximalwert von $-0{,}7$ cm zu. Bewegungen

parallel zum Hauptriss, in $y$-Richtung, werden von WA1 nur in geringem Maße aufgezeichnet. Hier entstehen hauptsächlich feine Risse, deren Summe eine Bewegung von WA1 von 0,1 cm kaum übersteigt. Die Wegaufnehmer WA3 und WA4 folgen nach Erreichen der Maximalkraft einem nahezu parallelen Verlauf und zeichnen ab dem Erreichen der Maximalkraft eine maximale Bewegung von 0,1 cm auf. Sie flachen übereinstimmend mit der Kraftkurve zum Versuchsende hin ab.

Das BSt-Fundament verformt sich ab der Rissöffnung bei ca. 675 kN, wobei WA2 zunächst mehr Bewegung aufzeichnet als WA1, da sich der Riss in $x$-Richtung öffnet. Vor Erreichen der Risslast ist, anders als beim SFB-Fundament, kaum seitliche Bewegung zu verzeichnen. Ab dem Zeitpunkt der Rissöffnung in $y$-Richtung bei 860 kN zeichnet auch WA1 zunehmend Weg auf – die Neigung der Kurve wird steiler. Der Riss in $x$-Richtung öffnet sich mit 0,67 cm (WA2) tendenziell stärker, als derjenige in $y$-Richtung mit 0,50 cm (WA1). Die Bewegungen von WA3 und WA4 bleiben insgesamt unter einem Wert von $\pm$0,1 cm und damit vernachlässigbar.

## 5.7 Diskussion

### 5.7.1 Einordnung der Traglasten

Ziel ist die Gegenüberstellung von experimentell ermittelten Lasten mit denen aus Rechenmodellen. Die rechnerischen Tragwiderstände der beiden Fundamente werden auf Grundlage von DIN EN 1992-1-1/NA [68, 70] bzw. in Anlehnung an die DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton [58] sowie dem DAfStb-Heft 631 [56] bestimmt und den experimentellen Werten gegenübergestellt.

Bei rechteckigen Fundamenten treten Hauptmomente in radialer und tangentialer Richtung auf. Anstelle dieser erfolgt die Bemessung für die beiden Haupttragrichtungen $x$ und $y$ [56]. Der Verbund in gleicher Querschnittslage wird für die Bemessung als ideal gleich angenommen [202]. Für das einaxiale Materialmodell des Betonstahls wird ein bilinearer Verlauf (ansteigender Ast) mit den Werten aus Abb. 5.6 verwendet. Für den Stahlfaserbeton im Zugbereich wird der aufgrund im Vergleich zum gerissenen Bereich des Querschnitts geringen Dicke der Stahlfaserbetonschicht von 10 cm ein konstanter Spannungsblock mit $f_{\mathrm{ct}}^{\mathrm{f}} = 2{,}87\,\mathrm{N/mm^2}$ nach Gl. (5.7) angesetzt [58]. Der Faktor $\kappa_{\mathrm{G}}^{\mathrm{f}}$ zur Berücksichtigung des Einflusses der Bauteilgröße auf den Variationskoeffizienten wird zu 1,0 gesetzt, da hier statt des charakteristischen Werts, der Mittelwert der Nachrisszugfestigkeit verwendet wird. Da im HFT eine nahezu ideal zweidimensionale Faserorientierung wie in den Zugprobekörpern herrscht, folgt für den Orientierungsfaktor $\kappa_{\mathrm{F}}^{\mathrm{f}} = 1{,}0$ (Gl. (2.12)).

$$\begin{aligned} f_{\mathrm{ct}}^{\mathrm{f}} &= f_{\mathrm{ctm,max}}^{\mathrm{f}} \cdot \kappa_{\mathrm{G}}^{\mathrm{f}} \cdot \kappa_{\mathrm{F}}^{\mathrm{f}} \\ &= 2{,}87 \cdot 1{,}0 \cdot 1{,}0 \\ &= 2{,}87\,\mathrm{N/mm^2} \end{aligned} \tag{5.7}$$

mit:

| | |
|---|---|
| $f_{\mathrm{ctm,max}}^{\mathrm{f}}$ | mittlere maximale zentrische Zugfestigkeit nach Rissbildung gemäß Tab. 4.5 [$\mathrm{N/mm^2}$] |
| $\kappa_{\mathrm{F}}^{\mathrm{f}}$ | Faktor zur Berücksichtigung der Faserorientierung nach [58] [-] |

$\kappa_G^f$ Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Bauteilgröße auf den Variationskoeffizienten nach [58] [-]

Für den Beton im gedrückten Bereich des Querschnitts wird das Parabel-Rechteck-Diagramm nach [68, 70] mit $f_{cm} = 34{,}88\,\mathrm{N/mm^2}$ für das BSt-Fundament und mit $f_{cm} = 38{,}45\,\mathrm{N/mm^2}$ für das SFB-Fundament angesetzt (Tab. 5.3). Mit gegebenen Bauteilwiderstand $A_s$ bzw. $f_{ct}^f$ und Querschnittsabmessungen wird dann die größtmögliche Beanspruchung $M_j$ mit $j = \mathrm{SFB, BSt}$ ermittelt [202]. Mit den Grenzdehnungen in der gezogenen Stahllage $\varepsilon_{s1} = \varepsilon_u = 37{,}9\,‰$ (vgl. Abschnitt 5.3.2) für das BSt-Fundament und denen für den gezogenen Bauteilrand $\varepsilon_{ct} = \varepsilon_{ctu}^f = 37{,}9\,‰$ für das SFB-Fundament wird dann die Betonrandstauchung $\varepsilon_{c2}$ ermittelt, für die das Gleichgewicht aus Widerstand und Einwirkung erfüllt ist [192, 202]. Es ergeben sich die folgenden Werte der aufnehmbaren Momente für die Fundamente BSt und SFB auf Bruchlastniveau:

$$M_{\mathrm{SFB}} = 81{,}69\,\mathrm{kNm}$$
$$M_{\mathrm{BSt}} = 90{,}63\,\mathrm{kNm}$$

Mit einem Verhältnis von $c_i/l_i = 0{,}3$ sind die Fundamente gedrungen, sodass sich Zugkräfte näherungsweise gleichmäßig über die Fundamentbreite verteilen [87].

Die Rückrechnung der Stützenlast $F_j$ aus dem Moment $M_j$ erfolgt mit den Gln. (5.8, 5.9) nach [56] je Haupttragrichtung $i = x, y$. Bei einer biegesteifen Verbindung von Stütze zu Fundament, wie etwa bei einer Stahlstütze, wird vereinfacht angenommen, dass die Kraft über die vier Stützenecken in das Fundament übertragen wird und das maximale Moment näherungsweise am Stützenanschnitt auftritt (Anschnittmoment $M_{\mathrm{Anschnitt}}$, Abb. 5.18(a), Gl. (5.8)) [87]. Bei einer biegeweichen Verbindung wird das ausgerundete Moment in Fundamentmitte durch Berücksichtigung einer Umlagerung nach Gl. (5.9) ($M_{\mathrm{ausgerundet}}$, Abb. 5.18(a)) berechnet [302].

$$M_{j,\mathrm{Anschnitt}} = \frac{F_j \cdot l_i}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_i}{l_i}\right)^2 \,[\mathrm{kNm}] \tag{5.8}$$

$$M_{j,\mathrm{ausgerundet}} = \frac{F_j \cdot l_i}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_i}{l_i}\right) \,[\mathrm{kNm}] \tag{5.9}$$

mit:

$F_j$ Einwirkende Stützenlast [kN]

Die Hartfaserplatte zwischen der Stütze und dem Fundament verteilt die Last gleichmäßig auf das Fundament, sodass sie nicht – wie beim Anschnittmoment angenommen – über die vier Stützenecken eingeleitet wird. Das Anschnittmoment stellt somit grundsätzlich eine obere Schranke der Tragfähigkeit dar. Für beide Fundamente stellt dann das ausgerundete Moment nach Gl. (5.9) eine untere Schranke der Tragfähigkeit dar. Für eine realitätsnahe obere Schranke der Tragfähigkeit des BSt-Fundaments wird die Traglast nach Bruchlinientheorie berechnet (Abb. 5.18(b)).

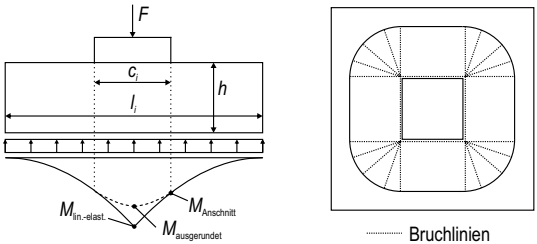



**Abbildung 5.18:** Ermittlung der Schnittgrößen: (a) Nach DAfStb-Heft 631 [56, 87]; (b) Nach Bruchlinientheorie [114, 167]

Sie beruht auf dem zweiten Grenzwertsatz der Plastizitätstheorie, gibt also obere Grenzwerte von Tragfähigkeiten an [12]. Dafür wird ein ideal starr-plastisches Material vorausgesetzt, sodass sich die gesamte plastische Verformung in den Bruchlinien konzentriert und die Bereiche zwischen den Bruchlinien als starr angenommen werden [12, 305]. Die elastische Verformung wird vernachlässigt. Primär sind die Lagerungs- und Belastungsbedingungen sowie die Bewehrungsanordnung maßgebend für den Bruchlinienverlauf [12, 240]. Unter der Annahme dass in den Bruchlinien der Grenzzustand durch Erreichen des Fließmoments der Bewehrung erreicht und über diese konstant ist, kann dann das Gleichgewicht aus äußerer und innerer Arbeit aufgestellt werden. Das Lösen des nichtlinearen Gleichgewichts gelingt über das Prinzip der virtuellen Verschiebungen [12]. Ist der Bauteilwiderstand bekannt, kann die einwirkende Last bestimmt werden [294]. Die Grundlagen zur Bruchlinientheorie von Platten wurden von JOHANSEN [167] entwickelt. Geschlossene Lösungen für umfang- und punktgelagerte Platten sind u. a. in [92, 115, 157, 240] enthalten. Diese Traglasten liegen stets unter denen für ein Fundament aufgrund der Tragreserven aus der statischen Unbestimmtheit der flächigen Bettung. Für gebettete Platten, wie Fundamente, sind nur wenige geschlossene Lösungen bekannt. GESUND leitet in [114] Formeln für gebettete Einzelfundamente mit kreuzweise verlegter Bewehrung her. Die zugehörigen Bruchlinien sind in Abb. 5.18(b) dargestellt. Häufig wird das Modell zur Abgrenzung eines Durchstanz- von einem Biegeversagen herangezogen [29, 176].

Aufgrund der Bildung nur einer Bruchlinie ist eine Rückrechnung auf Basis der Bruchlinientheorie für das SFB-Fundament weniger geeignet. Bis zum Erreichen der Maximallast verhält sich das SFB-Fundament nahezu linear-elastisch, sodass das Anschnittmoment nach Gl. (5.8) eine obere Schranke der Tragfähigkeit definiert. Plastische Schnittgrößenermittlungen führen im Allgemeinen jedoch für die Bemessung mit Stahlfaserbeton zu weitaus wirtschaftlicheren Ergebnissen [196, 250].

Tab. 5.5 stellt die rechnerisch ermittelten Stützenlasten $F_j$ (Bruchlastniveau) für das SFB- bzw. BSt-Fundament als jeweils untere und obere Schranke sowie die experimentellen Traglasten (Abb. 5.12) zusammen.

Beide Fundamente sind ausreichend tragfähig, da sie im Experiment ihre unteren Schranken überschreiten. Außerdem ist die Bemessung des BSt-Fundaments wirtschaftlich, da die experimentelle Tragfähigkeit unterhalb der oberen Schranke liegt. Das SFB-Fundament ist auf Mittelwertniveau et-

was zu konservativ bemessen, da die experimentelle Tragfähigkeit ihre obere Schranke um 290 kN (25 %) (Tab. 5.5) überschreitet.

**Tabelle 5.5:** Untere und obere rechnerische Schranken auf Bruchlastniveau sowie experimentelle Stützenlasten für die Fundamente BSt und SFB

| Stützenlasten $F$ | BSt | SFB |
|---|---|---|
| untere Schranke [kN] | 941 ($M_{\text{ausgerundet}}$) | 805 ($M_{\text{ausgerundet}}$) |
| obere Schranke [kN] | 1314 ($M_{\text{Bruchlinie}}$) | 1150 ($M_{\text{Anschnitt}}$) |
| experimentell [kN] | 1265 | 1440 |

Begründet werden kann das durch den Ansatz der Nachrisszugfestigkeit, der hier die tatsächliche Tragfähigkeit des statisch unbestimmten Systems augenscheinlich unterschätzt. Mit $2{,}87\,\text{N/mm}^2$ liegt die zentrische Nachrisszugfestigkeit aus den Zugversuchen schon über dem Wert der mittleren zentrischen Nachrisszugfestigkeit, die aus den Biegezugversuchen (Tab. 5.4) für den Spannungsblock (SDL1) mit den Gln. (2.7, 2.9) zu $f^{\text{f}}_{\text{ct0m,u}} = \beta_{\text{u}} \cdot f^{\text{f}}_{\text{cflm,L2}} = 0{,}37 \cdot 6{,}61 = 2{,}45\,\text{N/mm}^2$ berechnet wird. Unter Ansatz der aus den Biegezugversuchen gewonnenen mittleren Nachrissbiegezugfestigkeit mit den Gln. (2.6, 2.8) für die SDL2 ergibt sich der mittlere Grundwert der zentrischen Nachrisszugfestigkeit sogar nur zu $f^{\text{f}}_{\text{ct0m,L2}} = \beta_{\text{L2}} \cdot f^{\text{f}}_{\text{cflm,L2}} = 0{,}25 \cdot 6{,}61 = 1{,}65\,\text{N/mm}^2$. Er würde die Traglast noch deutlicher unterschätzen.

Für beide Ansätze wurde der Leistungsklassenwert L2 berücksichtigt, der nach der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton für den GZT relevant ist. Er wird bei einer Durchbiegung von $\delta_{\text{L2}} = 3{,}5\,\text{mm}$ im Vierpunkt-Biegezugversuch abgelesen. Tatsächlich tritt der Grenzzustand der Tragfähigkeit beim SFB-Fundament bei einer Durchbiegung von 1,8 mm auf. Richtig verglichen werden können der Vierpunkt-Biegezugversuch und die Fundamentversuche aufgrund der unterschiedlichen Kinematik offensichtlich nicht. Sie geben aber einen ersten Anhalt, dass der GZT eher für kleinere Verformungen erreicht wird, statt für große, so wie es in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton angenommen wird. Auch der aus den zentrischen Zugversuchen gewonnene Wert scheint etwas zu gering zu sein, um die Tragfähigkeit des Fundaments realitätsnah abschätzen zu können, kommt ihm aber am nächsten.

Die Umrechnung der Nachrisszugfestigkeit könnte alternativ auf Grundlage des Leistungsklassenwerts L1 oder aus der mittleren maximalen Nachrissbiegezugfestigkeit der Vierpunkt-Biegezugversuche ($f^{\text{f}}_{\text{cflm,max}} = 9{,}75\,\text{N/mm}^2$) erfolgen. So ist es auch für ultrahochfesten Beton in der noch in Bearbeitung befindlichen DAfStb-Richtlinie UHFB geplant [188]. Unter Ansatz der maximalen Nachrissbiegezugfestigkeit aus den Vierpunkt-Biegezugversuchen $f^{\text{f}}_{\text{cflm,max}} = 9{,}75\,\text{N/mm}^2$ mit einem Umrechnungsfaktor von $\beta_{\text{u}} = 0{,}37$ nach Gl. (2.7) für die SDL1, statt der mittleren maximalen zentrischen Zugfestigkeit nach Rissbildung $f^{\text{f}}_{\text{ctm,max}}$ in Gl. (5.7) ergibt sich hier eine Nachrisszugfestigkeit von $f^{\text{f}}_{\text{ct}} = 3{,}61\,\text{N/mm}^2$. Unter Ansatz des Anschnittmoments als obere Schranke der Tragfähigkeit resultiert daraus ein Moment von $M_{\text{SFB}} = 97{,}14\,\text{kNm}$ und eine Stützenlast von 1442 kN, die nahezu mit der experimentellen Tragfähigkeit des SFB-Fundaments (1440 kN) übereinstimmt. Durch die Berechnung weiterer Bauteile sollte dieser Ansatz jedoch noch weiter verifiziert werden, denn die Rotation, d. h. die Rissöffnung, muss übereinstimmen, da sonst der Vergleich nicht übereinstimmt.

Der Model Code 2010 [165] schlägt alternativ einen Faktor $K_{\mathrm{Rd}}$ vor, der die laststeigernde Umlagerungsfähigkeit des Systems berücksichtigt [83, 84]. Er wird in Abhängigkeit der Lastverhältnisse von maximaler Last auf charakteristischem und Mittelwertniveau sowie dem Verhältnis von charakteristischer und mittlerer Nachrissbiegezugfestigkeit berücksichtigt. Dies ähnelt dem $\kappa_{\mathrm{G}}^{\mathrm{f}}$-Faktor in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, der jedoch im Gegensatz dazu nur in Abhängigkeit der Größe der gezogenen Querschnittsfläche den Einfluss auf den Variationskoeffizienten, also die Streuung der Festigkeitskennwerte, berücksichtigt. Zur Kalibrierung dieses Faktors sind jedoch aufwendige numerische Analysen notwendig [84]. Er ist deshalb weniger praxistauglich.

### 5.7.2 Überprüfung der Rissbreite

Aufgrund des Versuchsaufbaus konnte die unterseitige Rissentwicklung im Versuch nicht beobachtet werden. Für die Abschätzung der Rissbreiten werden daher indirekt berechnete Rissbreiten ermittelt und qualitativ miteinander verglichen.

Dafür wird die Rissbreite $w_{\mathrm{calc}}$ vereinfacht und konservativ über eine Starrkörperrotation mit plastischem Gelenk in Fundamentmitte aus der Durchbiegung $w_{\mathrm{ges}}$ (Abb. 5.12) nach Gl. (5.10) und mit Abb. 5.19 berechnet.

$$w_{\mathrm{calc}} = w_{\mathrm{ges}} \cdot \left(1 - \frac{x}{h}\right) \cdot \frac{4h}{l_i} \tag{5.10}$$

mit:

| | |
|---|---|
| $w_{\mathrm{ges}}$ | Durchbiegung des Fundaments [mm] |
| $x$ | Druckzonenhöhe [m] |
| $h$ | Höhe des Fundaments [m] |
| $l_i$ | Fundamentbreite in die Richtung $i$ [m] |

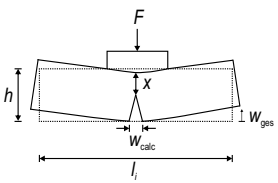



**Abbildung 5.19:** Starrkörperrotation für die Berechnung der Rissbreite

Für das Lastniveau der Gebrauchstauglichkeit liegt die relevante Einwirkung im Bereich zwischen dem Auftreten des Erstrisses ($F = 675\,\mathrm{kN}$) und dem Fließbeginn der Bewehrung ($F = 750\,\mathrm{kN}$). Für beide Fundamente SFB und BSt wird für beide Zeitpunkte die Rissbreite nach Gl. (5.10) berechnet. Für die Druckzonenhöhe $x$ wird dafür vereinfacht der Wert $x = 2/9 \cdot h = 0{,}067\,\mathrm{m}$ nach [55] angenommen. Die Durchbiegungen $w_{\mathrm{ges}}$ werden aus den jeweiligen Kraft-Durchbiegungs-Kurven (Abb. 5.12) entnommen. Sie sind ebenso wie die berechneten Rissbreiten in Tab. 5.6 enthalten.

**Tabelle 5.6:** Durchbiegungen und Rissbreiten für den Zeitpunkt des Erstrisses und den Beginn des Bewehrungsfließens

| Stützenlasten $F$ | Durchbiegung $\delta$ [mm] | | Rissbreite $w_{calc}$ [mm] | |
|---|---|---|---|---|
| | BSt | SFB | BSt | SFB |
| 675 kN (Erstriss) | 0,06 | 0,14 | 0,05 | 0,12 |
| 750 kN (Bewehrungsfließen) | 0,24 | 0,17 | 0,20 | 0,14 |

Die Rissbreite für das BSt-Fundament berechnet sich zum Zeitpunkt der Erstrissbildung bei einer Durchbiegung von $w_{ges} = 0{,}06$ mm zu $w_{calc} = 0{,}05$ mm. Für das SFB-Fundament berechnet sie sich bei einer Durchbiegung von $w_{ges} = 0{,}14$ mm zu $w_{calc} = 0{,}12$ mm. Die Rissbreite im SFB-Fundament ist bei Erstrissbildung größer. Für den Zeitpunkt des Fließbeginns der Bewehrung kehrt sich dies um. Für das SFB-Fundament wird dann bei einer Durchbiegung von $w_{ges} = 0{,}24$ mm eine Rissbreite von $w_{calc} = 0{,}20$ mm berechnet. Für das SFB-Fundament ergibt sich mit einer Durchbiegung von $w_{ges} = 0{,}17$ mm eine Rissbreite von $w_{calc} = 0{,}14$ mm. Aufgrund des steiferen Verhaltens des SFB-Fundaments und der daraus folgenden geringen Durchbiegung bleibt auch die Rissbreite unter derjenigen des BSt-Fundaments. Es zeigt sich, dass Stahlfasern mit fortschreitender Verformung Rissbreiten tendenziell kleiner halten als Stahlbeton.

# 6 Schlussfolgerungen und Ausblick

Stahlfaserbeton wird besonders wirtschaftlich, wenn die gesamte Betonstahlbewehrung durch ihn ersetzt wird. Damit dies gelingen kann, wurden zwei Aspekte kombiniert. Zum einen wurde ein hochfester Beton mit maximaler Stahlfasermenge für eine ausreichende Zugfestigkeit nach Rissbildung entwickelt. Seine Tragfähigkeit wurde sowohl im Vierpunkt-Biegezugversuch als auch im zentrischen Zugversuch verifiziert. Zum anderen wurde für eine größtmögliche Wirksamkeit die Faserorientierung durch Ausnutzung des Stahlfaserverhaltens im Frischbeton bezüglich Schalungsgeometrie und Betonage in die Richtung der Zugtrajektorien gesteuert. Daraus wurde ein Bewehrungskonzept entwickelt, das die kreuzweise Oberflächenbewehrung in flächigen Stahlbetonbauteilen durch dünne, rein stahlfaserbewehrte Halbfertigteile ersetzt. Verifiziert wurde das Konzept an einem Einzelfundament. Dies wurde einer konventionell bewehrten Variante 1:1 gegenübergestellt und hinsichtlich der Leistungsfähigkeit beurteilt.

Mit der Zugabe von $140\,\mathrm{kg/m^3}$ Makrostahlfasern ist es gelungen einen Hochleistungsstahlfaserbeton zu entwickeln, der eine ausreichende Zugtragfähigkeit nach Rissbildung bei gleichzeitig geringen Streuungen im Materialverhalten sowohl unter Biege- als auch unter Zugbeanspruchung aufweist. Im Vierpunkt-Biegezugversuch wurden für den Grenzzustand der Tragfähigkeit mittlere Nachrissbiegezugfestigkeiten von $6{,}76\,\mathrm{N/mm^2}$ erreicht (Leistungsklassenwert L2). Daraus resultiert eine mittlere Nachrisszugfestigkeit von $1{,}69\,\mathrm{N/mm^2}$. Der Stahlfaserbeton liegt damit – schon allein aufgrund seiner hohen Betondruckfestigkeit von ca. $f_{\mathrm{cm}} = 68\,\mathrm{N/mm^2}$ – außerhalb des Gültigkeitsbereichs der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton, sodass die Anwendung des entwickelten Konzepts (noch) eine abZ oder eine ZiE erfordert. Die Vierpunkt-Biegebalken wiesen geringe Streuungen im Materialverhalten und ein stabiles, verfestigendes Nachbruchverhalten auf. Auch mit wachsender Verformung blieb der Variationskoeffizient und damit die Streuung unter einem Wert von 18 %. Es zeigt sich, dass Leistungsklassen von L3,0/3,0 und darüber hinaus mit Fasermengen $> 100\,\mathrm{kg/m^3}$ möglich sind. Eine Öffnung der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton für Leistungsklassen $> 3{,}0$, hochfeste Betone und eine Anpassung der Obergrenze des charakteristischen Werts der Nachrissbiegezugfestigkeit für nachweislich geringere Streuungen als 25 % sollte deshalb diskutiert werden.

Für eine realitätsnahe Ermittlung der Zugtragfähigkeit nach Rissbildung wurden eigens konzipierte Zugversuche durchgeführt. Der Variationskoeffizient der Nachrisszugfestigkeit lag hier bei niedrigen 15 %, der der Matrixzugfestigkeit bei noch geringeren 11 %. Es trat zudem ein entfestigendes, duktiles Bauteilverhalten mit einer mittleren Zugfestigkeit nach Rissbildung von $2{,}87\,\mathrm{N/mm^2}$ auf. Sie lag damit 70 % über der aus den Vierpunkt-Biegzugversuchen abgeleiteten Nachrisszugfestigkeit.

Die Umrechnungsfaktoren der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton basieren u. a. auf stark vereinfachten Annahmen und einem entfestigenden Nachbruchverhalten unter Biegung, welches hier nicht vorlag. Jedwede Bemessung mit diesen führt dadurch zu einem unwirtschaftlichen Ergebnis. Mit dem

hier entwickelten Versuchsstand können Zugfestigkeiten direkt ermittelt werden ohne den Umweg über Umrechnungsfaktoren nehmen zu müssen. Er ist somit ein Baustein wirtschaftlicher Bemessung.

Es ist darüber hinaus gelungen, die Orientierung der Stahlfasern über die Steuerung der Prozesse der Betonage und Herstellung, die Bauteilgeometrie und die Anpassung der betontechnologischen Parameter an die Fasermenge von $140\,\mathrm{kg/m^3}$ gezielt zu steuern. Für Balken wurde ein neuartiges Innenschalungskonzept entwickelt, welches die Fasern eindimensional entlang der Zugspannungstrajektorien ausrichtet. Die Begrenzung der Bauteildicke und eine zu den Zugspannungstrajektorien senkrechte Betonage richten die Fasern in zweidimensionalen Bauteilen automatisch in deren Richtung aus. Die dazu nötige Fließfähigkeit des Betons mit Konsistenzklasse F4 wird durch einen hohen Gehalt an Bindemittel und Feinanteilen, die Begrenzung des Größtkorns auf 8 mm, die Zugabe von Fließmittel sowie eine sukzessive Zugabe der Stahlfasern direkt in den Mischer gewährleistet, sodass die Betonage auch mit großen Fasermengen uneingeschränkt möglich ist.

Die entwickelte Betonrezeptur enthält dadurch einen hohen Anteil an Zement und Flugasche und überschreitet den zulässigen Mehlkorngehalt, sodass der ökologische Mehrwert kritisch hinterfragt werden muss, denn immerhin produziert die Zementherstellung etwa 8 % der weltweiten $CO_2$-Emissionen [301]. Die Maßgabe bei der Materialentwicklung war hier allerdings die reine Maximierung der Zugtragfähigkeit nach Rissbildung durch Maximierung der Fasermenge ohne dabei die Nachhaltigkeit des Materials zu berücksichtigen. Dennoch sollte im Hinblick auf den zukünftig zu erwartenden weiter wachsenden Mangel an Baumaterialien und die steigenden Rohstoffpreise [110], an einer alternativen Rezeptur geforscht werden, die die gleiche Zugtragfähigkeit nach Rissbildung wie der hier entwickelte Stahlfaserbeton erreicht, aber einen deutlich kleineren $CO_2$-Fußabdruck hinterlässt. Neben einer ressourcenschonenden Bauweise rückt derzeit auch die Nachhaltigkeit und damit die Rezyklierfähigkeit des Baustoffs Stahlfaserbeton immer mehr in den Vordergrund.

Zur Validierung des entwickelten Bewehrungskonzepts wurden zwei Einzelfundamente hergestellt und experimentell untersucht. Eines war mit einem 10 cm dicken Halbfertigteil aus dem entwickelten Hochleistungsstahlfaserbeton bewehrt. Das Referenzobjekt wurde mit Betonstahlbewehrung (12∅8 je Richtung) bewehrt. Das mit dem Halbfertigteil hergestellte Fundament erreichte eine um 14 % höhere Tragfähigkeit bei einer um 80 % geringeren Verformung bei Erreichen der Maximallast. Das Stahlfaserbeton-Fundament verformte sich sowohl vor als auch nach Erreichen der Maximallast deutlich steifer als das betonstahlbewehrte Fundament. Die Versagensankündigung war dadurch weniger ausgeprägt. Rissschnittgrößen wurden dennoch von beiden Fundamenten sicher aufgenommen und konnten darüber hinaus gesteigert werden. Die Einordnung der experimentellen Lasten in die Schranken der rechnerischen Tragfähigkeiten gelang für beide Fundamente. Sie waren ausreichend tragfähig. Der Ansatz der Zugtragfähigkeit aus direkten Zugversuchen führte dennoch zu einer leichten Unterschätzung der Tragfähigkeit des SFB-Fundaments. Das Experiment zeigte, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit, anders als in der DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton verankert, nicht für große Verformungen, sondern schon bei kleinen Verformungen auftritt. Der zugehörige Wert der Nachrissbiegezugfestigkeit sollte deshalb auch bei diesen bestimmt werden, um wirtschaftlichere Ergebnisse zu erzielen. Diese ersten Erkenntnisse sollten in weiteren Experimenten und Bauteilen untersucht werden.

Auf dem Lastniveau der Gebrauchstauglichkeit – das hier zwischen dem Erstriss und dem Errei-

chen der Fließgrenze des Betonstahls definiert wurde – halten Stahlfasern mit zunehmender Verformung Rissbreiten aufgrund des steiferen Verhaltens tendenziell kleiner als Betonstahl. Unter Ausnutzung eines statisch unbestimmt gelagerten System wird trotz Risslokalisierung beim Stahlfaserbeton-Fundament eine ebenso ausreichende Duktilität wie beim betonstahlbewehrten Fundament erreicht – wenn auch mit weniger Verformungsvermögen.

Materialien unterliegen Streuungen, sodass das Konzept in weiteren Experimenten erprobt werden sollte. Für einen flächendeckenden Einsatz in der Praxis müssen ebenso noch die nötigen normativen Voraussetzungen geschaffen werden. Ferner sollte an einer ressourcenschonenderen Rezeptur gleicher Tragfähigkeit geforscht werden. Nichtsdestotrotz zeigt die Arbeit, dass es möglich ist Betonbauteile ausschließlich mit Stahlfasern zu bewehren. Die Halbfertigteilbauweise und damit die Verlagerung des anspruchsvollen Betonageprozesses in ein Fertigteilwerk machen das Konzept praxistauglich und beschleunigen den Bauablauf. Auf der Baustelle ist nur noch eine Ergänzung mit Normalbeton notwendig, sodass auf die gesamten Bewehrungsarbeiten verzichtet werden kann. Bauen wird dadurch schneller, effizienter und schlussendlich kostengünstiger und somit langfristig ökologischer.

**Hinweise für die praktische Anwendung**

Mit ca. $150\,\mathrm{kg/m^3}$ Stahlfasern in einem hochfesten Beton können mittlere zentrische Zugfestigkeiten nach Rissbildung von bis zu $3\,\mathrm{N/mm^2}$ erreicht werden. Die Halbfertigteile sollten zwischen etwa der doppelten und der halben Faserlänge dick sein. Das Aufstellen der Fasern senkrecht zu den Zugtrajektorien wird so verhindert, die Fasern richten sich bevorzugt in der Ebene aus. Für Hochleistungsfasern, die ca. 5 bis 8 cm lang sind, folgen daraus Dicken von ca. 3 bis 15 cm, sodass eine Bewehrungsmenge (B500A) von ca. 2 bis $9\,\mathrm{cm^2/m}$ kreuzweise ersetzt werden kann. Es wird mindestens eine Konsistenzklasse von F3 empfohlen, damit eine gleichmäßige Verteilung und Orientierung sowie gute Verarbeitbarkeit gegeben ist.

Betoniert werden sollten die Halbfertigteile in mehreren Schichten. Dabei sollte der Beton gleichmäßig, mittig und mit kurzen Verdichtungszeiten auf einem Rütteltisch verfüllt werden. Ein Fertigteilwerk bietet die idealen Voraussetzungen für eine qualitätsgesicherte Vorproduktion mit gleichbleibender Oberflächenrauigkeit zur Verbundsicherung. Durch den Einsatz des Halbfertigteils in einem Fundament kann dann auf die Sauberkeitsschicht vor Ort, das Vorhalten von Bewehrung und die Herstellung des Bewehrungskorbs verzichtet werden.

Zu den weiteren Anwendungsgebieten des Konzepts zählen bspw. Fundamentplatten oder Elementwände bzw. -decken. Für Elementwände sollten zwei der Halbfertigteile kombiniert und mit Gitterträgern ergänzt werden. Die Flächenbewehrung in der Außen- und Innenschale kann dann durch den Stahlfaserbeton ersetzt werden. Für Elementdecken kann das Verfahren ebenso eingesetzt werden und als untere Schalung vor Ort dienen. Bei höheren Schubspannungen in der Arbeitsfuge können weitere Bewehrungselemente nötig werden. Ebenso sollten für den Transport des Halbfertigteils Transportanker eingebracht werden, die hier nicht nötig waren.

# Literaturverzeichnis


[1] ABDALLAH, S.; FAN, M.; ZHOU, X.; LE GEYT, S.: *Anchorage Effects of Various Steel Fibre Architectures for Concrete Reinforcement*. International Journal of Concrete Structures and Materials 10 (3), 2016, S. 325–335. doi:10.1007/s40069-016-0148-5.

[2] ABRISHAMBAF, A.; BARROS, J. A.; CUNHA, V. M.: *Relation between fibre distribution and post-cracking behaviour in steel fibre reinforced self-compacting concrete panels*. Cement and Concrete Research 51, 2013, S. 57–66. doi:10.1016/j.cemconres.2013.04.009.

[3] ABRISHAMBAF, A.; BARROS, J. A.; CUNHA, V. M.: *Tensile stress-crack width law for steel fibre reinforced self-compacting concrete obtained from indirect (splitting) tensile tests*. Cement and Concrete Composites 57, 2015, S. 153–165. doi:10.1016/j.cemconcomp.2014.12.010.

[4] ABRISHAMBAF, A.; CUNHA, V.; BARROS, J.: *The influence of fibre orientation on the post-cracking tensile behaviour of steel fibre reinforced self-compacting concrete*. Frattura ed Integrità Strutturale 9 (31), 2015, S. 38–53. doi:10.3221/IGF-ESIS.31.04.

[5] ALWAN, J. M.; NAAMAN, A. E.; GUERRERO, P.: *Effect of mechanical clamping on the pull-out response of hooked steel fibers embedded in cementitious matrices*. Concrete Science and Engineering 1 (1), 1999, S. 15–25.

[6] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE: *ACI 544.8R-16: Report on Indirect Method to Obtain Stress-Strain Response of Fiber-Reinforced Concrete (FRC)*, 2016.

[7] AMERICAN CONCRETE INSTITUTE: *ACI 544.4R-18: Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete*, 2018.

[8] AMIN, A.: *Post Cracking Behaviour of Steel Fibre Reinforced Concrete – From Material to Structure*. Dissertation, University of New South Wales, Australien, 2015.

[9] ANDERS, S.; SCHOVENBERG, M.: *Performance of Steel Fibre Reinforced Concrete – Comparability of Tests according to DAfStb-Guideline Stahlfaserbeton and DIN EN 14651*. Acta Polytechnica CTU Proceedings 7, 2016, S. 69–71. doi:10.14311/APP.2017.7.0069.

[10] ANKAY, B.; METJE, K.; MÖNIG, T.; ZHANG, C.; LEUTBECHER, T.: *Ultrasonic characterisation of steel fibre orientation in ultra-high performance concrete*. In: AMA Association for Sensors and Measurement (Hg.) *20. GMA/ITG-Fachtagung Sensoren und Messsysteme 2019*. Wunstorf, 2019, S. 310–317. doi:10.5162/sensoren2019/4.1.4.

[11] ASTM INTERNATIONAL: *ASTM C1609/C1609M-05: Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)*, 2005. doi:10.1520/C1609_C1609M-12.

[12] AVELLAN, K.; WERKLE, H.: *Zur Anwendung der Bruchlinientheorie in der Praxis*. Bautechnik 75 (2), 1998, S. 80–93. doi:10.1002/bate.199800750.

[13] AVESTON, J.; KELLY, A.: *Theory of multiple fracture of fibrous composites*. Journal of Materials Science 8 (3), 1973, S. 352–362. doi:10.1007/BF00550155.

[14] BABY, F.; GRAYBEAL, B. A.; MARCHAND, P.; TOUTLEMONDE, F.: *Proposed Flexural Test Method and Associated Inverse Analysis for Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete*. ACI Materials Journal 109 (5), 2012, S. 545–555.

[15] BANTHIA, N.; TROTTIER, J.-F.: *Concrete Reinforced with Deformed Steel Fibers, Part I: Bond-Slip Mechanisms*. ACI Materials Journal 91 (5), 1994, S. 435–446. doi:10.14359/4059.

[16] BARNETT, S. J.; LATASTE, J.-F.; PARRY, T.; MILLARD, S. G.; SOUTSOS, M. N.: *Assessment of fibre orientation in ultra high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength*. Materials and Structures 43 (7), 2010, S. 1009–1023. doi:10.1617/s11527-009-9562-3.

[17] BARROS, J. A. O.; FIGUEIRAS, J. A.: *Experimental behaviour of fibre concrete slabs on soil*. Mechanics of Cohesive-frictional Materials 3 (3), 1998, S. 277–290. doi:10.1002/(SICI)1099-1484(199807)3:3<277::AID-CFM52>3.0.CO;2-N.

[18] BARROS, J. A. O.; GOUVEIA, A. V.; SENA-CRUZ, J. M.; AZEVEDO, Á. F. M.; ANTUNES, J. A. B.: *Design methods for steel fiber reinforced concrete industrial floors*. In: N. Banthia (Hg.) *Performance, Innovations and Structural Implications and Mindess Symposium*. University of British Columbia, Vancouver, 2005.

[19] BAUMGÄRTNER, J. U.: *Faserorientierung im selbstverdichtenden Beton mit der Produktionsoptimierung für den Tübbingbau mit Schnellzement*. Dissertation, Leopold-Franzens-Universität Innsbruck, Österreich, 2014.

[20] BELHOUL, M.: *Analyse et modélisation du comportement d'un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances*. Dissertation, École normale supérieure Paris-Saclay, Frankreich, 1996.

[21] BELLETTI, B.; WALRAVEN, J. C.; TRAPANI, F.: *Evaluation of compressive membrane action effects on punching shear resistance of reinforced concrete slabs*. Engineering Structures 95, 2015, S. 25–39. doi:10.1016/j.engstruct.2015.03.043.

[22] BENSON, S. D. P.; KARIHALOO, B. L.: *CARDIFRC ® – Development and mechanical properties. Part III: Uniaxial tensile response and other mechanical properties*. Magazine of Concrete Research 57 (8), 2005, S. 433–443. doi:10.1680/macr.2005.57.8.433.

[23] BERNARD, E. S.: *Behaviour of round steel fibre reinforced concrete panels under point loads*. Materials and Structures 33 (3), 2000, S. 181–188. doi:10.1007/BF02479412.

[24] BERNARD, E. S.; PIRCHER, M.: *The Influence of Thickness on Performance of Fiber-Reinforced Concrete in a Round Determinate Panel Test*. Cement, Concrete and Aggregates 23 (1), 2001, S. 27–33. doi:10.1520/CCA10522J.

[25] BERNIER, G.; BELHOUL, M.: *Effet de l'orientation des fibres sur le comportement mécanique des BPR*. In: $2^e$ *colloque international francophone sur les bétons renforcés de fibres métalliques*. 1996, S. 233–240.

[26] BIRTEL, V.: *Modellbildung und versuchsgestützte Analyse von Stahlbetonbalken mit zweiachsigen Querkraftbeanspruchungen*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2009.

[27] BLANCO, A.; PUJADAS, P.; CAVALARO, S.; DE LA FUENTE, A.; AGUADO, A.: *Constitutive model for fibre reinforced concrete based on the Barcelona test*. Cement and Concrete Composites 53, 2014, S. 327–340. doi:10.1016/j.cemconcomp.2014.07.017.

[28] BLANCO, A.; PUJADAS, P.; DE LA FUENTE, A.; CAVALARO, S.; AGUADO, A.: *Assessment of the fibre orientation factor in SFRC slabs*. Composites Part B: Engineering 68, 2015, S. 343–354. doi:10.1016/j.compositesb.2014.09.001.

[29] BOCKLENBERG, L.; MARK, P.: *Thick slab punching with symmetry reductions*. Structural Concrete 21 (3), 2020, S. 875–889. doi:10.1002/suco.201900480.

[30] BOULEKBACHE, B.; HAMRAT, M.; CHEMROUK, M.; AMZIANE, S.: *Flowability of fibre-reinforced concrete and its effect on the mechanical properties of the material*. Construction and Building Materials 24 (9), 2010, S. 1664–1671. doi:10.1016/j.conbuildmat.2010.02.025.

[31] BRANDT, A. M.: *On the optimal direction of short metal fibres in brittle matrix composites*. Journal of Materials Science 20 (11), 1985, S. 3831–3841. doi:10.1007/BF00552371.

[32] BREITENBÜCHER, R.: *Herstellung und Verarbeitung von Stahlfaserbeton*. In: G. König; K. Holschemacher; F. Dehn; G. L. Balázs (Hrsg.) *Faserbeton – Innovationen im Bauwesen*. Bauwerk Verlag, Berlin, 2002, S. 19–28.

[33] BREITENBÜCHER, R.: *Herstellung und Eigenschaften von Stahlfaserbeton*. In: Universität der Bundeswehr München (Hg.) *Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Manfred Keuser*. 2012, S. 137–144.

[34] BREITENBÜCHER, R.: *Spezielle Anforderungen an Beton im Tunnelbau*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2014*. Ernst & Sohn, Berlin, 2013, S. 391–422. doi:10.1002/9783433603352.ch10.

[35] BREITENBÜCHER, R.; RAHM, H.: *Zerstörungsfreie Bestimmung des Stahlfasergehalts und der Stahlfaserorientierung im Frisch- und Festbeton*. Beton 59 (3), 2009, S. 88–93.

[36] BRITE-EURAM: *Project Report BRPR-CT98-0813 (DG12-BRPR): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete*, 2002.

[37] BRUCK, H. A.; MCNEILL, S. R.; SUTTON, M. A.; PETERS, W. H.: *Digital image correlation using Newton-Raphson method of partial differential correction*. Experimental Mechanics 29 (3), 1989, S. 261–267. doi:10.1007/BF02321405.

[38] BRÜHWILER, E.; WITTMANN, F. H.: *The wedge splitting test, a new method of performing stable fracture mechanics tests*. Engineering Fracture Mechanics 35 (1-3), 1990, S. 117–125. doi:10.1016/0013-7944(90)90189-N.

[39] CARL ZEISS GOM METROLOGY GMBH: *User Manual GOM ARAMIS Adjustable*, 2020.

[40] CARL ZEISS GOM METROLOGY GMBH: *User Manual GOM ATOS Compact Scan*, 2020.

[41] CARL ZEISS GOM METROLOGY GMBH: *User Manual GOM Correlate 2020*, 2020.

[42] CARL ZEISS GOM METROLOGY GMBH: *User Manual GOM Inspect Suite 2020*, 2020.

[43] CHEN, Y.; MATALKAH, F.; WEERASIRI, R. R.; BALACHANDRA, A. M.; SOROUSHIAN, P.: *Dispersion of Fibers in Ultra-High-Performance Concrete*. Concrete International 39 (12), 2017, S. 45–50.

[44] CHU, T. C.; RANSON, W. F.; SUTTON, M. A.: *Applications of digital-image-correlation techniques to experimental mechanics*. Experimental Mechanics 25 (3), 1985, S. 232–244. doi:10.1007/BF02325092.

[45] CLAUSS, F.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *A comparative evaluation of strain measurement techniques in reinforced concrete structures – A discussion of assembly, application, and accuracy*. Structural Concrete 2021, S. 1–16. doi:10.1002/suco.202000706.

[46] CLAUSS, F.; EPPLE, N.; AHRENS, M. A.; NIEDERLEITHINGER, E.; MARK, P.: *Comparison of Experimentally Determined Two-Dimensional Strain Fields and Mapped Ultrasonic Data Processed by Coda Wave Interferometry*. Sensors 20 (14), 2020, S. 1–16. doi: 10.3390/s20144023.

[47] CLAUSS, F.; LÖSCHMANN, J.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Temperaturinduktion in Betontragwerke*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (7), 2021, S. 539–550. doi:10.1002/best.202100010.

[48] COLOMBO, M.; DI PRISCO, M.; MAZZOLENI, L.: *Sprayed tunnel linings: A comparison between several reinforcement solutions*. Materials and Structures 42 (9), 2009, S. 1295–1311. doi:10.1617/s11527-009-9528-5.

[49] DE LA ROSA, Á.; RUIZ, G.; POVEDA, E.: *Study of the Compression Behavior of Steel-Fiber Reinforced Concrete by Means of the Response Surface Methodology*. Applied Sciences 9 (24), 2019, S. 5330. doi:10.3390/app9245330.

[50] DE MONTAIGNAC, R.; MASSICOTTE, B.; CHARRON, J.-P.: *Design of SFRC structural elements: Flexural behaviour prediction*. Materials and Structures 45 (4), 2012, S. 623–636. doi:10.1617/s11527-011-9785-y.

[51] DE WAAL, R. G. A.: *Steel fibre reinforced tunnel segments – For the application in shield driven tunnel linings*. Dissertation, Technische Universiteit Delft, Niederlande, 1999.

[52] DEEB, R.; GHANBARI, A.; KARIHALOO, B. L.: *Development of self-compacting high and ultra high performance concretes with and without steel fibres*. Cement and Concrete Composites 34 (2), 2012, S. 185–190. doi:10.1016/j.cemconcomp.2011.11.001.

[53] DEL VISO, J. R.; CARMONA, J. R.; RUIZ, G.: *Shape and size effects on the compressive strength of high-strength concrete*. Cement and Concrete Research 38 (3), 2008, S. 386–395. doi:10.1016/j.cemconres.2007.09.020.

[54] DESTRÉE, X.; MANDL, J.: *Steel fibre only reinforced concrete in free suspended elevated slabs: Case studies, design assisted by testing route, comparison to the latest SFRC standard documents*. In: D. Stoelhorst; J. C. Walraven (Hrsg.) *Tailor made concrete structures*. CRC Press, Boca Raton, USA, 2008, S. 437–443.

[55] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. DAfStb-Heft 614. Beuth, Berlin, 2015.

[56] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Hilfsmittel zur Schnittgrößenermittlung und zu besonderen Detailnachweisen bei Stahlbetontragwerken*. DAfStb-Heft 631. Beuth, Berlin, 2019.

[57] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA*. DAfStb-Heft 600. Beuth, Berlin, 2020.

[58] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON: *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Beuth, Berlin, 2021.

[59] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E. V. (DBV): *DBV-Merkblatt „Grundlagen zur Bemessung von Industrieböden“*, 1991.

[60] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E. V. (DBV): *DBV-Merkblatt „Bemessungsgrundlagen für Stahlfaserbeton im Tunnelbau“*, 1992.

[61] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E. V. (DBV): *DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“*, 2001.

[62] DEUTSCHER BETON- UND BAUTECHNIK-VEREIN E. V. (DBV): *DBV-Merkblatt „Industrieböden aus Stahlfaserbeton“*, 2013.

[63] DEUTSCHES INSTITUT FÜR BAUTECHNIK (DIBT): *Grundlagen zur Beurteilung von Baustoffen, Bauteilen und Bauarten im Prüfzeichen- und Zulassungsverfahren*, 1986.

[64] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN EN 14651:2007-12: Prüfverfahren für Beton mit metallischen Fasern – Bestimmung der Biegezugfestigkeit (Proportionalitätsgrenze, residuelle Biegezugfestigkeit); Deutsche Fassung EN 14651:2005+A1:2007*, 2007.

[65] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN 1045-2:2008-08: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*, 2008.

[66] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN EN 12390-6:2010-09: Prüfung von Festbeton – Teil 6: Spaltzugfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-6:2009*, 2010.

[67] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN EN 13670:2011-03 – Ausführung von Tragwerken aus Beton; Deutsche Fassung EN 13670:2009*, 2011.

[68] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN EN 1992-1-1:2011-01: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010*, 2011.

[69] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN 1045-3:2012-03: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 3: Bauausführung – Anwendungsregeln zu DIN EN 13670*, 2012.

[70] DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: *DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton-*

*und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, 2013.

[71] Deutsches Institut für Normung: *DIN EN 12390-13:2014-06: Prüfung von Festbeton – Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul); Deutsche Fassung EN 12390-13:2013*, 2014.

[72] Deutsches Institut für Normung: *DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12: Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter – Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Änderung A1*, 2015.

[73] Deutsches Institut für Normung: *DIN EN 12350-5:2019-09: Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß; Deutsche Fassung EN 12350-5:2019*, 2019.

[74] Deutsches Institut für Normung: *DIN EN 12390-3:2019-10: Prüfung von Festbeton – Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12390-3:2019*, 2019.

[75] Deutsches Institut für Normung: *DIN EN ISO 6892-1:2020-06: Metallische Werkstoffe – Zugversuch – Teil 1: Prüfverfahren bei Raumtemperatur (ISO 6892-1:2019); Deutsche Fassung EN ISO 6892-1:2019*, 2020.

[76] Deutsches Institut für Normung: *DIN EN 1992-1-1:2021-10 – Entwurf Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Regeln für Hochbauten, Brücken und Ingenieurbauwerke; Deutsche und Englische Fassung prEN 1992-1-1:2021*, 2021.

[77] Deutsches Institut für Normung: *DIN EN 206:2021-06: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206:2013+A2:2021*, 2021.

[78] Dhanapal, J.; Jeyaprakash, S.: *Mechanical properties of mixed steel fiber reinforced concrete with the combination of micro and macro steel fibers*. Structural Concrete 21 (1), 2019, S. 458–467. doi:10.1002/suco.201700219.

[79] di Prisco, M.; Colombo, M.; Pourzarabi, A.: *Biaxial bending of SFRC slabs: Is conventional reinforcement necessary?* Materials and Structures 52 (1), 2019. doi:10.1617/s11527-018-1302-0.

[80] di Prisco, M.; Felicetti, R.: *On Fatigue of Plain and Fibre-Reinforced Concrete Ground slabs*. In: M. di Prisco (Hg.) *Sixth RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*, RILEM proceedings PRO. RILEM Publications, Bagneux, Frankreich, 2004, S. 1195–1206.

[81] di Prisco, M.; Ferrara, L.; Lamperti, M. G. L.: *Double edge wedge splitting (DEWS): An indirect tension test to identify post-cracking behaviour of fibre reinforced cementitious composites*. Materials and Structures 46 (11), 2013, S. 1893–1918. doi:10.1617/s11527-013-0028-2.

[82] di Prisco, M.; Kanstad, T.; Plizzari, G. A.; Minelli, F.; Haus, A.: *Eurocode 2 – Annex L – European Harmonized Standard for Steel Fibre Reinforced Concrete*. In: P. Serna; A. Llano-Torre; J. R. Martí-Vargas; J. Navarro-Gregori (Hrsg.) *Fibre Reinforced Concrete*

– *Improvements and Innovations II*, RILEM Bookseries. Springer International Publishing, Cham, 2022, S. 539–551. doi:10.1007/978-3-030-83719-8_47.

[83] DI PRISCO, M.; MARTINELLI, P.; COLOMBO, M.: *On the Design Response of a FRC Statically Undetermined Structure*. In: D. A. Hordijk; M. Luković (Hrsg.) *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*. Springer International Publishing, Cham, 2018, S. 422–430. doi:10.1007/978-3-319-59471-2_51.

[84] DI PRISCO, M.; MARTINELLI, P.; DOZIO, D.: *The structural redistribution coefficient $K_{Rd}$: A numerical approach to its evaluation*. Structural Concrete 17 (3), 2016, S. 390–407. doi: 10.1002/suco.201500118.

[85] DI PRISCO, M.; PLIZZARI, G. A.; VANDEWALLE, L.: *Fibre reinforced concrete: New design perspectives*. Materials and Structures 42 (9), 2009, S. 1261–1281. doi:10.1617/s11527-009-9529-4.

[86] DIETERLE, H.: *Zur Bemessung quadratischer Stützenfundamente aus Stahlbeton unter zentrischer Belastung mit Hilfe von Bemessungsdiagrammen*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.) *DAfStb-Heft 387*. Beuth, Berlin, 1987, S. 93–134.

[87] DIETERLE, H.; ROSTÁSY, F. S.: *Tragverhalten quadratischer Einzelfundamente aus Stahlbeton*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.) *DAfStb-Heft 387*. Beuth, Berlin, 1987, S. 5–91.

[88] DLUBAL: *Handbuch RFEM*. `https://www.dlubal.com/de/downloads-und-infos/dokumente/online-handbuecher/rfem-5/01/01`, 2022. [Online; zuletzt geprüft am 03.06.2022].

[89] DUPONT, D.: *Modelling and experimental validation of the constitutive law ($\sigma$-$\varepsilon$) and cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete*. Dissertation, Katholieke Universiteit Leuven, Belgien, 2003.

[90] DUPONT, D.; VANDEWALLE, L.: *Distribution of steel fibres in rectangular sections*. Cement and Concrete Composites 27 (3), 2005, S. 391–398. doi:10.1016/j.cemconcomp.2004.03.005.

[91] EDGINGTON, J.; HANNANT, D. J.: *Steel fibre reinforced concrete. The effect on fibre orientation of compaction by vibration*. Matériaux et Constructions 5 (1), 1972, S. 41–44. doi: 10.1007/BF02479076.

[92] ELSTNER, R. C.; HOGNESTAD, E.: *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs*. ACI Journal Proceedings 53 (7), 1956, S. 29–58.

[93] EMPELMANN, M.; TEUTSCH, M.: *Faserorientierung und Leistungsfähigkeit von Stahlfaser- sowie Kunststofffaserbeton: Versuche zur Auswirkung der Herstellung*. Beton 59 (6), 2009, S. 254–259.

[94] ENTE NAZIONALE ITALIANO DI UNIFICAZIONE: *UNI 11039-2:2003 – Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio – Metodo di prova per la determinazione della resistenza di prima fessurazione e degli indici di duttilità*, 2003.

[95] ERDEM, E.: *Probabilistisch basierte Auslegung stahlfasermodifizierter Betonbauteile auf experimenteller Grundlage*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2002.

[96] ESPAÑA – OFFIZIELLES SPANISCHES TOURISMUSPORTAL: *Oceanogràfic der Ciudad de las Artes y las Ciencias*. https://www.spain.info/de/parks-freizeit/oceanografico-stadt-kuenste-wissenschaften/, 2022. [Online; zuletzt geprüft am 10.02.2022].

[97] FACCONI, L.; MINELLI, F.: *Verification of structural elements made of FRC only: A critical discussion and proposal of a novel analytical method*. Engineering Structures 131, 2017, S. 530–541. doi:10.1016/j.engstruct.2016.10.034.

[98] FACCONI, L.; MINELLI, F.; PLIZZARI, G. A.: *Steel fiber reinforced self-compacting concrete thin slabs – Experimental study and verification against Model Code 2010 provisions*. Engineering Structures 122, 2016, S. 226–237. doi:10.1016/j.engstruct.2016.04.030.

[99] FALKNER, H.; HENKE, V.; HINKE, U.: *Stahlfaserbeton für tiefe Baugruben im Grundwasser*. Bauingenieur 72 (1), 1997, S. 47–52.

[100] FALKNER, H.; TEUTSCH, M.: *Untersuchung des Biegetragverhaltens von Stahlfaserbetonbalken unter Variation der Faserart*. iBMB-Forschungsbericht, Braunschweig: Eigenverlag Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz 1993.

[101] FALKNER, H.; TEUTSCH, M.: *Stahlfaserbeton – Anwendungen und Richtlinie*. In: K. Bergmeister; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2006*. Ernst & Sohn, Berlin, 2006, S. 665–703.

[102] FALKNER, H.; TEUTSCH, M.; KLINKERT, H.: *Leistungsklassen von Stahlfaserbeton*. iBMB Heft 143, Braunschweig: Eigenverlag Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz 1999.

[103] FANELLA, D. A.; NAAMAN, A. E.: *Stress-Strain Properties of Fibre Reinforced Mortar in Compression*. ACI Journal 82 (4), 1985, S. 475–483. doi:10.14359/10359.

[104] FERRARA, L.; FAIFER, M.; TOSCANI, S.: *A magnetic method for non destructive monitoring of fiber dispersion and orientation in steel fiber reinforced cementitious composites – Part 1: Method calibration*. Materials and Structures 45 (4), 2012, S. 575–589. doi:10.1617/s11527-011-9793-y.

[105] FERRARA, L.; PARK, Y.-D.; SHAH, S. P.: *A method for mix-design of fiber-reinforced self-compacting concrete*. Cement and Concrete Research 37 (6), 2007, S. 957–971. doi:10.1016/j.cemconres.2007.03.014.

[106] FERRARA, L.; PARK, Y.-D.; SHAH, S. P.: *Correlation among Fresh State Behavior, Fiber Dispersion, and Toughness Properties of SFRCs*. Journal of Materials in Civil Engineering 20 (7), 2008, S. 493–501. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2008)20:7(493).

[107] FISCHER, O.; SCHRAMM, N.; LECHNER, T.: *Deutschlandweit erstmalige Anwendung von UHPFRC im Eisenbahnbrückenbau – Teil 1: Konzeption, Realisierung und baupraktische Erfahrungen mit einem vielversprechenden Werkstoff*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2), 2019, S. 74–84. doi:10.1002/best.201800090.

[108] FORMAN, P.; MÜLLER, S.; AHRENS, M. A.; SCHNELL, J.; MARK, P.; HÖFFER, R.; HENNECKE, K.; KRÜGER, J.: *Light concrete shells for parabolic trough collectors – Conceptual design, prototype and proof of accuracy*. Solar Energy 111, 2015, S. 364–377. doi:10.1016/j.solener.2014.11.002.

[109] FRETTLÖHR, B.: *Bemessung von Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton (UHFFB)*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2011.

[110] FREYTAG, B.: *Materialmangel legt Baustellen lahm*. `https://www.faz.net/aktuell/wirtschaft/unternehmen/mangel-an-baumaterial-legt-baustellen-lahm-17945900.html`, 2022. [Online; zuletzt geprüft am 23.05.2022].

[111] FRITZ, A. H.; FÖRSTER, R.; HOFFMEISTER, W.; KÜHN, K.-D.; SCHULZE, G.: *Trennen*. In: A. H. Fritz; G. Schulze (Hrsg.) *Fertigungstechnik*. Springer, Berlin, 2015, S. 273–428. doi: 10.1007/978-3-662-46555-4_4.

[112] GAGANELIS, G.; MARK, P.: *Downsizing weight while upsizing efficiency: An experimental approach to develop optimized ultra-light UHPC hybrid beams*. Structural Concrete 20 (6), 2019, S. 1883–1895. doi:10.1002/suco.201900215.

[113] GAGANELIS, G.; TKOCZ, J.; SMARSLIK, M.; MARK, P.: *Konsekutive Wandlung massiger Betonstrukturen in topologisch optimierte Fachwerke*. In: Lehrstuhl für Massivbau, Ruhr-Universität Bochum (Hg.) *Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Herrn Prof. Breitenbücher*. 2017.

[114] GESUND, H.: *Flexural Limit Analysis of Concentrically Loaded Column Footings*. ACI Journal Proceedings 80 (3), 1983, S. 223–228.

[115] GESUND, H.; KAUSHIK, Y. P.: *Yield line analysis of punching failures in slabs*. Kajima Inst Constr Tech (Japan) 30, 1970, S. 41–60. doi:10.5169/seals-23577.

[116] GETTU, R.; BARRAGÁN, B. E.; GARCÍA, T.; RAMOS, G.; FERNÁNDEZ, C.; OLIVER, R.: *Steel Fiber Reinforced Concrete for the Barcelona Metro Line 9 Tunnel Lining*. In: M. di Prisco (Hg.) *6th International RILEM Symposium on Fibre-Reinforced Concretes (FRC)*. RILEM Publications, Bagneux, Frankreich, 2004, S. 141–156.

[117] GETTU, R.; GARDNER, D. R.; SALDÍVAR, H.; BARRAGÁN, B. E.: *Study of the distribution and orientation of fibers in SFRC specimens*. Materials and Structures 38 (275), 2005, S. 31–37. doi:10.1617/14021.

[118] GÖDDE, L.: *Numerische Simulation und Bemessung von Flächentragwerken aus Stahlfaserbeton sowie stahlfaserverstärktem Stahl- und Spannbeton*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2012.

[119] GÖDDE, L.; HEEK, P.; MARK, P.; STRACK, M.: *Stahlfaserbetonbau*. In: J. Hegger; P. Mark (Hrsg.) *Stahlbetonbau – Beispiele aus: Bemessung, Konstruktion, Planung, Ausführung*, Bauwerk. Beuth, Berlin, 2017, S. C.1–C.64.

[120] GÖDDE, L.; MARK, P.: *Umlagerungsverhalten von Plattentragwerken aus Stahlfaserbeton: Numerische Berechnung und Bemessung*. Beton- und Stahlbetonbau 106 (6), 2011, S. 350–363. doi:10.1002/best.201100015.

[121] GÖDDE, L.; MARK, P.: *Numerical simulation of the structural behaviour of SFRC slabs with or without rebar and prestressing*. Materials and Structures 48 (6), 2015, S. 1689–1701. doi: 10.1617/s11527-014-0265-z.

[122] GÖDDE, L.; STRACK, M.: *Conversion factors for the determination of the tensile behaviour of steel fibre reinforced concrete from bending tests*. In: R. Gettu (Hg.) *7th International RILEM symposium on Fibre Reinforced Concrete: Design and Applications*, RILEM proceedings PRO. RILEM Publications, Bagneux, Frankreich, 2008, S. 409–418.

[123] GÖDDE, L.; STRACK, M.: *Tübbinge aus stahlfaserverstärktem Stahlbeton – Erweiterung der klassischen M-N-Interaktionsdiagramme*. In: Ruhr-Universität Bochum, Bauhaus-Universität Weimar und Hochtief AG (Hg.) *Festschrift Professor Hirschfeld*. 2010.

[124] GÖDDE, L.; STRACK, M.; HEEK, P.; MARK, P.: *Bemessungshilfsmittel zum Stahlfaserbeton*. `https://dev.imp10.ruhr-uni-bochum.de/kib/praxis/stahlfasern/index.html.de`, 2010. [Online; zuletzt geprüft am 21.04.2022].

[125] GÖDDE, L.; STRACK, M.; MARK, P.: *Bauteile aus Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton – Hilfsmittel für Bemessung und Verformungsabschätzung nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2), 2010, S. 78–91. doi:10.1002/best.200900067.

[126] GÖDDE, L.; STRACK, M.; MARK, P.: *M-N-Interaktionsdiagramme für stahlfaserverstärkte Stahlbetonquerschnitte – Anwendung am Beispiel von Tübbingen*. Beton- und Stahlbetonbau 105 (5), 2010, S. 318–323. doi:10.1002/best.201000008.

[127] GOSSLA, U.: *Tragverhalten und Sicherheit betonstahlbewehrter Stahlfaserbetonbauteile*. DAfStb-Heft 501. Beuth, Berlin, 2000.

[128] GOSSLA, U.: *Flachdecken aus Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (2), 2006, S. 94–102. doi:10.1002/best.200500461.

[129] GOSSLA, U.; BILLES, M.; STELZER, R.: *Bemessung von Fundamentplatten aus Stahlfaserbeton gemäß ÖVBB Richtlinie Faserbeton und DBV Merkblatt Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 100 (7), 2005, S. 605–612. doi:10.1002/best.200590149.

[130] GOSSLA, U.; STORMBERG, M.: *Fundamentplatten aus Stahlbeton und Stahlfaserbeton – Experimentelle Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (9), 2006, S. 670–680. doi:10.1002/best.200600499.

[131] GREINER, S.: *Zum Tragverhalten von dünnen Bauteilen aus ultrahochfestem Faserfeinkornbeton*. Dissertation, Universität Stuttgart, 2006.

[132] GREULICH, S.: *Zur numerischen Simulation von Stahlbeton- und Faserbetonstrukturen unter Detonationsbeanspruchung*. Dissertation, Universität der Bundeswehr München, 2004.

[133] GRÖGER, J.; NEHLS, N.; SILBEREISEN, R.; TUE, N. V.: *Einfluss der Einbau- und der Betontechnologie auf die Faserverteilung und -orientierung in Wänden aus Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 106 (1), 2011, S. 45–49. doi:10.1002/best.201000063.

[134] GROSS, D.; HAUGER, W.; SCHRÖDER, J.; WALL, W. A.: *Technische Mechanik 2: Elastostatik*. Springer Vieweg, 2017.

[135] GRUBBS, F. E.: *Sample Criteria for Testing Outlying Observations*. The Annals of Mathematical Statistics 21 (1), 1950, S. 27–58. doi:10.1214/aoms/1177729885.

[136] GRUBBS, F. E.: *Procedures for Detecting Outlying Observations in Samples*. Technometrics 11 (1), 1969, S. 1–21. doi:10.2307/1266761.

[137] GRÜNEWALD, S.: *Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete*. Dissertation, Technische Universiteit Delft, Niederlande, 2004.

[138] GUERRERO, P.; NAAMAN, A. E.: *Effect of Mortar Fineness and Adhesive Agents on Pullout Response of Steel Fibers*. ACI Materials Journal 97 (1), 2000, S. 12–20. doi:10.14359/800.

[139] GUTTEMA, T. B.: *Ein Beitrag zur realitätsnahen Modellierung und Analyse von stahlfaserverstärkten Stahlbeton- und Stahlbetonflächentragwerken*. Dissertation, Universität Kassel, 2003.

[140] HABEL, K.: *Structural Behaviour of Elements combining Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concretes (UHPFRC) and Reinforced Concrete*. Dissertation, École Polytechnique Fédérale de Lausanne, Schweiz, 2004.

[141] HADL, P.: *Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton*. Dissertation, Technische Universität Graz, Österreich, 2017.

[142] HADL, P.; GRÖGER, J.; TUE, N. V.: *Experimentelle Untersuchungen zur Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton*. Bautechnik 92 (6), 2015, S. 385–393. doi:10.1002/bate.201500008.

[143] HADL, P.; TUE, N. V.: *Einfluss der Faserzugabe auf die Streuung im Zugtragverhalten von Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 111 (5), 2016, S. 310–318. doi:10.1002/best.201600002.

[144] HANEKRS, C.: *Möglichkeiten zur Verstärkung von Stahlbetonbauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 95 (9), 2000, S. 531–536. doi:10.1002/best.200001030.

[145] HANSEL, D.; GUIGUIS, P.: *Stahlfaserbeton-Tübbinge: Stand der Technik und realisierte Projekte*. Tunnel 1, 2011, S. 14–24.

[146] HARZHEIM, L.: *Strukturoptimierung: Grundlagen und Anwendungen*. Wissenschaftlicher Verlag Harri Deutsch, Frankfurt am Main, 2008.

[147] HEDEBRATT, J.; SILFWERBRAND, J.: *Full-scale test of a pile supported steel fibre concrete slab*. Materials and Structures 47 (4), 2014, S. 647–666. doi:10.1617/s11527-013-0086-5.

[148] HEEK, P.: *Modellbildung und numerische Analysen zur Ermüdung von Stahlfaserbeton*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2018.

[149] HEEK, P.; AHRENS, M. A.; MARK, P.: *Incremental-iterative model for time-variant analysis of SFRC subjected to flexural fatigue*. Materials and Structures 50 (1), 2017, S. 211. doi:10.1617/s11527-016-0928-z.

[150] HEEK, P.; LOOK, K.; MINELLI, F.; MARK, P.; PLIZZARI, G. A.: *Datenbank für querkraftbeanspruchte Stahlfaserbetonbauteile*. Beton- und Stahlbetonbau 112 (3), 2017, S. 144–154. doi:10.1002/best.201600075.

[151] HEEK, P.; LOOK, K.; OETTEL, V.; MARK, P.: *Bemessung von Stahlfaserbeton und stahlfaserbewehrtem Stahlbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (S1), 2021, S. 2–12. doi: 10.1002/best.202100009.

[152] HEEK, P.; MARK, P.: *Non-linear analysis of SFRC elements bearing capacities accounting for tension stiffening by means of modified moment-curvature relations*. In: J.-P. Charron; B. Massicotte; B. Mobasher; G. A. Plizzari (Hrsg.) *FRC 2014 – Joint ACI-fib International Workshop on Fibre Reinforced Concrete: From Design to Structural Applications*. fib and ACI, Montreal, Kanada, 2014, S. 292–309.

[153] HEEK, P.; MARK, P.: *Zur Ermüdung von Beton und Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 111 (4), 2016, S. 221–232. doi:10.1002/best.201500054.

[154] HEEK, P.; TKOCZ, J.; MARK, P.: *A thermo-mechanical model for SFRC beams or slabs at elevated temperatures*. Materials and Structures 51 (4), 2018, S. 78. doi:10.1617/s11527-018-1218-8.

[155] HEEK, P.; TKOCZ, J.; THIELE, C.; VITT, G.; MARK, P.: *Fasern unter Feuer – Bemessungshilfen für stahlfaserverstärkte Stahlbetondeckenplatten im Brandfall*. Beton- und Stahlbetonbau 110 (10), 2015, S. 656–671. doi:10.1002/best.201500046.

[156] HEGGER, J.; STARK, A.; CAMPS, B.: *Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben „Ermittlung der einaxialen Zugfestigkeit von normalfesten und hochfesten Betonen mit und ohne Faserbewehrung“*. Institut für Massivbau der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, 2020.

[157] HERZOG, M.: *Vereinfachte Schnittkraftermittlung für umfanggelagerte Rechteckplatten nach der Plastizitätstheorie*. Beton- und Stahlbetonbau 85 (12), 1990, S. 311–315. doi:10.1002/best.199000420.

[158] HILSDORF, H. K.; BRAMESHUBER, W.; KOTTAS, R.: *Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben „Weiterentwicklung und Optimierung der Materialeigenschaften faserbewehrten Betons und Spritzbetons als Stabilisierungselemente der Felssicherung“: Teil A und B*. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe, 1985.

[159] HOLCIMPARTNER.CH: *Betonpraxis – Kapitel 5.3 Faserbeton*. `https://www.holcimpartner.ch/de/betonpraxis/faserbeton`, 2022. [Online; zuletzt geprüft am 21.04.2022].

[160] HOLSCHEMACHER, K.; DEHN, F.; KLUG, Y.: *Grundlagen des Faserbetons*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2011*. Ernst & Sohn, Berlin, 2010, S. 19–88.

[161] HOLSCHEMACHER, K.; DEHN, F.; MÜLLER, T.; LOBISCH, F.: *Grundlagen des Faserbetons*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2017*. Ernst & Sohn, Berlin, 2016, S. 381–472.

[162] HOLSCHEMACHER, K.; KLUG, Y.; DEHN, F.; WÖRNER, J.-D.: *Faserbeton*. In: K. Bergmeister; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2006*. Ernst & Sohn, Berlin, 2005.

[163] HÜSKEN, G.; PIRSKAWETZ, S.; MEINEL, D.; BABSKI, V.; KÜHNE, H.-C.: *Methoden zur Analyse des Bruchverhaltens hochfester Stahlfaserbetone*. Bautechnik 93 (10), 2016, S. 711–716. doi:10.1002/bate.201600056.

[164] HUSS, M.: *Bestimmung der Faserverteilung in Balken, Bodenplatten und Wänden aus Faserbeton mit einem neuen Stahlfasertyp*. In: N. V. Tue (Hg.) *Beton Graz '18*. 2018.

[165] INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCTURAL CONCRETE: *fib Model Code for Concrete Structures 2010*. Ernst & Sohn, Berlin, 2013. doi:10.1002/9783433604090.

[166] JESSE, F.; KUTZNER, T.: *Digitale Photogrammetrie in der Bautechnik*. Bautechnik 90 (11), 2013, S. 703–714. doi:10.1002/bate.201300059.

[167] JOHANSEN, K. W.: *Yield-Line Theory*. Cement and Concrete Association, London, England, 1962.

[168] JUNGWIRTH, J.: *Zum Tragverhalten von zugbeanspruchten Bauteilen aus Ultra-Hochleistungs-Faserbeton*. Dissertation, Technische Universtiät München, 2006.

[169] KAMESWARA RAO, C.: *Effectiveness of random fibres in composites*. Cement and Concrete Research 9 (6), 1979, S. 685–693. doi:10.1016/0008-8846(79)90063-2.

[170] KAUFMANN, N.: *Das Sandflächenverfahren*. Straßenbautechnik 24 (3), 1971, S. 131–135.

[171] KIM, J.; LEE, G.-P.; MOON, D. Y.: *Evaluation of mechanical properties of steel-fibre-reinforced concrete exposed to high temperatures by double-punch test*. Construction and Building Materials 79 (15), 2015, S. 182–191. doi:10.1016/j.conbuildmat.2015.01.042.

[172] KLOCKE, F.; KÖNIG, W.: *Fertigungsverfahren – Band 3: Abtragen, Generieren und Lasermaterialbearbeitung*. VDI-Buch. Springer, Berlin, 2007.

[173] KONERTZ, D.: *Tragverhalten räumlich beanspruchter Ankerschienen*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2021.

[174] KOOIMAN, A. G.: *Modelling steel fibre reinforced concrete for structural design*. Dissertation, Technische Universiteit Delft, Niederlande, 2000.

[175] KRAMPEHAREX: *IKEA Zentrallager*. `https://www.krampeharex.com/referenzen/detailansicht?tx_cycbusiness_cycbusinessfe%5Bcontroller%5D=Credentials&tx_cycbusiness_cycbusinessfe%5Bcredential%5D=6&cHash=02a94ed5d83a7f919d53457f643a4338`, 2022. [Online; zuletzt geprüft am 15.02.2022].

[176] KUERES, D. A.: *Two-parameter kinematic theory for punching shear in reinforced concrete slabs*. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2018.

[177] LANDLER, J.; FISCHER, O.: *Steigerung der Durchstanztragfähigkeit und Duktilität durch die Zugabe moderner Hochleistungsstahlfasern*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (9), 2019, S. 663–673. doi:10.1002/best.201900025.

[178] LANDLER, J.; FISCHER, O.: *Datenbank zum Durchstanzen stahlfaserverstärkter Flachdecken ohne Durchstanzbewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (S1), 2021, S. 59–69. doi:10.1002/best.202100006.

[179] LARANJEIRA, F.; AGUADO, A.; MOLINS, C.; GRÜNEWALD, S.; WALRAVEN, J.; CAVALARO, S.: *Framework to predict the orientation of fibers in FRC: A novel philosophy*. Cement and Concrete Research 42 (6), 2012, S. 752–768. doi:10.1016/j.cemconres.2012.02.013.

[180] LEDDEROSE, L.; LEHMBERG, S.; BUDELMANN, H.; KLOFT, H.: *Robotergestützte, magnetische Ausrichtung von Mikro-Stahldrahtfasern in dünnwandigen UHPFRC-Bauteilen*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (11), 2018, S. 763. doi:10.1002/best.201800083.

[181] LENZ, P.: *Beton-Beton-Verbund – Potenziale für Schubfugen*. Dissertation, Technische Universität München, 2012.

[182] LENZ, P.; ZILCH, K.: *Digitale Bestimmung der Rauheit – Potenziale für Schubfugen*. Bauingenieur 91 (6), 2016, S. 248–258.

[183] LEONHARDT, F.; MÖNNING, E.: *Vorlesungen über Massivbau – Dritter Teil: Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau*. Springer, Berlin, 1974. doi:10.1007/978-3-642-61890-1.

[184] LEUTBECHER, T.: *Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem ultrahochfesten Beton (UHPC)*. Dissertation, Universität Kassel, 2008.

[185] LEUTBECHER, T.: *Zur Druckfestigkeit und Drucksteifigkeit des infolge Querzugs gerissenen ultrahochfesten Betons*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (10), 2019, S. 756–766. doi:10.1002/best.201900043.

[186] LEUTBECHER, T.; REBLING, J.: *Schlussbericht zum Forschungsvorhaben V 497: Untersuchung zur Ableitung der zentrischen Nachrisszugfestigkeit aus Biegeversuchen sowie zum Einfluss der Prüfkörpergeometrie auf die Ergebnisse der Druckfrestigkeitsprüfung bei ultrahochfestem Beton (UHPC) – Teilprojekt A: Ableitung der zentrischen Nachrisszugfestigkeit von UHFB aus Biegeversuchen*. 2018. [unveröffentlicht].

[187] LEUTBECHER, T.; REBLING, J.: *Schlussbericht zum Forschungsvorhaben V 497: Untersuchung zur Ableitung der zentrischen Nachrisszugfestigkeit aus Biegeversuchen sowie zum Einfluss der Prüfkörpergeometrie auf die Ergebnisse der Druckfrestigkeitsprüfung bei ultrahochfestem Beton (UHPC) – Teilprojekt B: Einfluss der Prüfkörpergeometrie auf die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen an UHFB*. 2018. [unveröffentlicht].

[188] LEUTBECHER, T.; REBLING, J.: *Predicting the postcracking strength of ultra-high performance fiber reinforced concrete by means of three-point bending tests according to EN 14651*. Structural Concrete 20 (6), 2019, S. 2081–2095.

[189] LIN, Y.-Z.: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. DAfStb-Heft 494. Beuth, Berlin, 1996.

[190] LINGEMANN, J.; ZILCH, K.: *Zum Einfluss der Bauteilgröße auf das Tragverhalten von Bauteilen aus Stahlfaserbeton*. In: Technische Universität München (Hg.) *Tagungsband 13. Münchner Massivbau Seminar*. 2009.

[191] LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Bemessungsprogramm für Stahlfaserbetonbauteile – Berechnen – Bemessen – Optimieren*. `https://dev.imp10.ruhr-uni-bochum.de/kib/praxis/stahlfaserbeton/index.html.de`, 2018. [Online; zuletzt geprüft am 11.01.2021].

[192] LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Stahlfaserbetonbauteile praxisgerecht berechnen, bemessen und optimieren*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (5), 2019, S. 296–306. doi:10.1002/best.201800097.

[193] LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Towards Rebar Substitution by Fibres – Tailored Supercritical Fibre Contents*. In: P. Serna; A. Llano-Torre; J. R. Martí-Vargas; J. Navarro-Gregori (Hrsg.) *Fibre Reinforced Concrete*, RILEM Bookseries. Springer International Publishing, Cham, 2020, S. 908–919.

[194] LOOK, K.; HEEK, P.; MARK, P.: *Direct Tensile Tests of Supercritical Steel Fibre Reinforced Concrete*. In: P. Serna; A. Llano-Torre; J. R. Martí-Vargas; J. Navarro-Gregori (Hrsg.) *Fibre Reinforced Concrete – Improvements and Innovations II*, RILEM Bookseries. Springer International Publishing, Cham, 2022, S. 132–142. doi:10.1007/978-3-030-83719-8_12.

[195] LOOK, K.; LANDLER, J.; MARK, P.; FISCHER, O.: *Fasermengen und Leistungsklassen*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (S1), 2021, S. 13–23. doi:10.1002/best.202100004.

[196] LOOK, K.; MARK, P.: *A holistic calculation and design tool for structural SFRC members*. In: B. Massicotte; B. Mobasher; F. Minelli; G. A. Plizzari (Hrsg.) *fib Bulletin 95. Fibre Reinforced Concrete: From Design to Structural Applications*, fib Bulletins. 2020, S. 442–451. doi:10.35789/fib.BULL.0095.Ch45.

[197] LOOK, K.; MARK, P.: *Stahlfasern ersetzen Bewehrung – Fundamente aus Halbfertigteilen mit hoher Fasermenge*. Beton- und Stahlbetonbau 117 (6), 2022, S. 422–432. doi:10.1002/best.202200018.

[198] LOOK, K.; MARK, P.: *Steel fiber reinforced concrete tensile testing with eliminated lateral wall effect*. Structural Concrete 2022. doi:10.1002/SUCO.202100831. [Early View; veröffentlicht am 24. Mai 2022].

[199] LOOK, K.; OETTEL, V.; HEEK, P.; EMPELMANN, M.; MARK, P.: *Bemessen mit Stahlfaserbeton*. In: K. Bergmeister; F. Fingerloos; J.-D. Wörner (Hrsg.) *Beton-Kalender 2021*. Ernst & Sohn, Berlin, 2020, S. 797–874.

[200] MACCAFERRI: *Case Histories: CH-TL-IT-SFRC segment tunnel lining, Line 9 Barcelona Metro*. `https://www.maccaferri.com/download/ch-tl-sfrc-segment-tunnel-lining-line-9-barcelona-metro/`, 2022. [Online; zuletzt geprüft am 15.02.2022].

[201] MAIDL, B.: *Stahlfaserbeton*. Ernst & Sohn, Berlin, 1991.

[202] MARK, P.; HEEK, P.; KÄMPER, C.; KEUSER, M.; HILLER, E.: *Bemessung für Biegung mit Längskraft in den Grenzzuständen von Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit*. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (Hg.) *Bemessung nach DIN EN 1992 in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit*, DAfStb-Heft 630. Beuth, Berlin, 2018, S. 9–43.

[203] MARK, P.; OETTEL, V.; LOOK, K.; EMPELMANN, M.: *Neuauflage DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (1), 2021. doi:10.1002/best.202000065.

[204] MARK, P.; SCHNÜTGEN, B.: *Grenzen elastischen Materialverhaltens von Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 96 (5), 2001, S. 373–378. doi:10.1002/best.200100400.

[205] MARKOVIĆ, I.: *High-Performance hybrid-fibre concrete – Development and utilisation*. Dissertation, Technische Universiteit Delft, Niederlande, 2006.

[206] MARTINELLI, P.; COLOMBO, M.; DE LA FUENTE, A.; CAVALARO, S.; PUJADAS, P.; DI PRISCO, M.: *Characterization tests for predicting the mechanical performance of SFRC floors: Design considerations*. Materials and Structures 54 (1), 2021. doi:10.1617/s11527-020-01598-2.

[207] MARTINIE, L.; ROUSSEL, N.: *Simple tools for fiber orientation prediction in industrial practice*. Cement and Concrete Research 41 (10), 2011, S. 993–1000. doi:10.1016/j.cemconres.2011.05.008.

[208] MATTHECK, C.: *Design and Growth Rules for Biological Structures and their Application to Engineering*. Fatigue & Fracture of Engineering Materials and Structures 13 (5), 1990, S. 535–550. doi:10.1111/j.1460-2695.1990.tb00623.x.

[209] MATTHECK, C.: *Engineering Components grow like trees*. Materialwissenschaft und Werkstofftechnik 21 (4), 1990, S. 143–168. doi:10.1002/mawe.19900210403.

[210] MATTHECK, C.; KAPPEL, R.; SAUER, A.: *Shape Optimization the Easy Way: The Method of Tensile Triangles*. International Journal of Design & Nature and Ecodynamics 2 (4), 2007, S. 301–309. doi:{10.2495/D&N-V2-N4-301-309}.

[211] MATTHECK, C.; TESARI, I.; SAUER, A.; BETHGE, K.; KRAFT, O.: *A simple graphic way to reduce stress concentrations by growth*. In: C. A. Brebbia (Hg.) *Design and Nature IV*. WIT Press, Southampton, England, 2008, S. 79–85. doi:10.2495/DN080091.

[212] MECHTCHERINE, V.: *Rissbeherrschung durch Faserbewehrung*. In: H. S. Müller; D. Bosold (Hrsg.) *Beherrschung von Rissen in Beton*. KIT Scientific Publ, Karlsruhe, 2010, S. 83–94.

[213] MECHTCHERINE, V.; DE ANDRADE SILVA, F.; BUTLER, M.; ZHU, D.; MOBASHER, B.; GAO, S.-L.; MÄDER, E.: *Behaviour of Strain-Hardening Cement-Based Composites Under High Strain Rates*. Journal of Advanced Concrete Technology 9 (1), 2011, S. 51–62.

[214] MICHELS, J.; MAAS, S.; ZÜRBES, A.; WALDMANN, D.: *Tragverhalten von Flachdecken aus Stahlfaserbeton im negativen Momentenbereich und Bemessungsmodell für das Gesamtsystem*. Beton- und Stahlbetonbau 105 (8), 2010, S. 496–508. doi:10.1002/best.201000022.

[215] MICHELS, J.; WALDMANN, D.; MAAS, S.; ZÜRBES, A.: *Steel fibers as only reinforcement for flat slab construction – Experimental investigation and design*. Construction and Building Materials 26 (1), 2012, S. 145–155. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.06.004.

[216] MOLINS, C.; AGUADO, A.; REQUENA, S. S.: *Double Punch Test to control the energy dissipation in tension of FRC (Barcelona test)*. Materials and Structures 42 (4), 2009, S. 415–425. doi:10.1617/s11527-008-9391-9.

[217] MUDADU, A.: *Tensile behavior of fiber reinforced concrete including the effects of fiber orientation*. Dissertation, Università degli studi di Brescia, Italien, 2018.

[218] MÜLLER, T.: *Untersuchungen zum Biegetragverhalten von Stahlfaserbeton und betonstahlbewehrtem Stahlfaserbeton unter Berücksichtigung des Einflusses von Stahlfaserart und Betonzusammensetzung*. Dissertation, Universität Leipzig, 2014.

[219] NAAMAN, A. E.; HOMRICH, J. R.: *Tensile Stress-Strain Properties of SIFCON*. Materials Journal 86 (3), 1989, S. 244–251. doi:10.14359/2443.

[220] NAAMAN, A. E.; REINHARDT, H. W.: *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 2 – Proceedings of the 2nd International Workshop HPFRC*. CRC Press, London, 1996. doi:10.1201/9781482271676.

[221] NEVES, R. D.; FERNANDES DE ALMEIDA, J. C. O.: *Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete*. Structural Concrete 6 (1), 2005, S. 1–8.

[222] NUSSBAUM, G.; VISSMANN, H.-W.; GRAHLKE, C.: *Faserbeton. Porenleichtbeton. Dränbeton*. Schriftenreihe Spezialbetone. Verlag Bau und Technik, 1999.

[223] NV BEKAERT SA: *Broschüre Dramix Steel Fiber Concrete Reinforcement*. `https://www.bekaert.com/de-DE/produkte/konstruktion/betonbewehrung/dramix-stahldrahtfasern-zur-betonbewehrung`, 2021. [Online; zuletzt geprüft am 04.03.2021].

[224] OETTEL, V.; EMPELMANN, M.: *Zugspannungs-Dehnungs-Beziehung für UHPFRC in Anlehnung an DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 110 (7), 2015, S. 468–478. doi:10.1002/best.201500016.

[225] OETTEL, V.; SCHULZ, M.; HAIST, M.: *Empirical approach for the residual flexural tensile strength of steel fiber – Reinforced concrete based on notched three-point bending tests*. Structural Concrete 23 (2), 2022, S. 993–1004. doi:10.1002/suco.202100565.

[226] OETTEL, V.; SCHULZ, M.; LANWER, J.-P.: *Empirischer Ansatz zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (S1), 2021, S. 24–35. doi:10.1002/best.202100002.

[227] OETTEL, V. V.: *Torsionstragverhalten von stahlfaserbewehrten Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbalken*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2016.

[228] ÖSTERREICHISCHE VEREINIGUNG FÜR BETON- UND BAUTECHNIK: *Richtlinie „Faserbeton“*, 2008.

[229] PAN, B.; QIAN, K.; XIE, H.; ASUNDI, A.: *Two-dimensional digital image correlation for in-plane displacement and strain measurement: A review*. Measurement Science and Technology 20 (6), 2009. doi:10.1088/0957-0233/20/6/062001.

[230] PFYL, T.: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz, 2003.

[231] PLÜCKELMANN, S.; BREITENBÜCHER, R.; SMARSLIK, M.; MARK, P.: *Aufnehmbare Teilflächenspannung von hochfestem Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (9), 2019, S. 653–662. doi:10.1002/best.201900015.

[232] PLÜCKELMANN, S.; BREITENBÜCHER, R.; SMARSLIK, M.; MARK, P.: *Bearable Local Stress of High-Strength SFRC*. In: P. Serna; A. Llano-Torre; J. R. Martí-Vargas; J. Navarro-Gregori (Hrsg.) *Fibre Reinforced Concrete – Improvements and Innovations*, RILEM Bookseries. Springer, Cham, 2021, S. 176–188. doi:10.1007/978-3-030-58482-5_16.

[233] RICKER, M.: *Zur Zuverlässigkeit der Bemessung gegen Durchstanzen bei Einzelfundamenten*. Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 2009.

[234] RILEM TC 162-TDF: *Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete – Uniaxial tension test for steel fibre reinforced concrete*. Materials and Structures 34 (235), 2001, S. 3–6.

[235] RILEM TC 162-TDF: *Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete – Design of steel fibre reinforced concrete using the σ-w-method – Principles and applications*. Materials and Structures 35 (249), 2002, S. 262–278.

[236] ROBINS, P.; AUSTIN, S.; JONES, P.: *Pull-out behaviour of hooked steel fibres*. Materials and Structures 35 (7), 2002, S. 434–442. doi:10.1007/BF02483148.

[237] ROMUALDI, J. P.; MANDEL, J. A.: *Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed and Closely Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement*. Journal Proceedings 61 (6), 1964, S. 657–672. doi:10.14359/7801.

[238] ROSENBUSCH, J.: *Einfluß der Faserorientierung auf die Beanspruchbarkeit von Bauteilen aus Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 99 (5), 2004, S. 372–377.

[239] RUIZ, G.; DE LA ROSA, Á.; POVEDA, E.: *Relationship between residual flexural strength and compression strength in steel-fiber reinforced concrete within the new Eurocode 2 regulatory framework*. Theoretical and Applied Fracture Mechanics 103, 2019. doi:10.1016/j.tafmec.2019.102310.

[240] SAWCZUK, A.; JAEGER, T.: *Grenztragfähigkeits-Theorie der Platten*. Springer, Berlin, 1963.

[241] SCHÄFER, H. G.; SCHMIDT-KEHLE, W.: *Zum Schubtragverhalten von Fertigplatten mit Ortbetonergänzung*. DAfStb-Heft 456. Beuth, Berlin, 1996.

[242] SCHNELL, J.; SCHLADITZ, K.; SCHULER, F.: *Richtungsanalyse von Fasern in Betonen auf Basis der Computer-Tomographie*. Beton- und Stahlbetonbau 105 (2), 2010, S. 72–77. doi:10.1002/best.200900055.

[243] SCHNÜTGEN, B.; TEUTSCH, M.: *Betonbauwerke aus Stahlfaserbeton beim Umgang mit umweltgefährdenden Stoffen*. Beton- und Stahlbetonbau 96 (7), 2001, S. 451–457. doi:10.1002/best.200100540.

[244] SCHÖNLIN, K.: *Ermittlung der Orientierung, Menge und Verteilung der Fasern in faserbewehrtem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 83 (6), 1988, S. 168–171. doi:10.1002/best.198800280.

[245] SCHRAMM, N.; FISCHER, O.: *Deutschlandweit erstmalige Anwendung von UHPFRC im Eisenbahnbrückenbau – Teil 2: Flankierende wissenschaftliche Untersuchungen sowie messtechnische Begleitung der Herstellung und des Betriebs*. Beton- und Stahlbetonbau 114 (5), 2019, S. 307–314. doi:10.1002/best.201900008.

[246] SCHULER, F.: *Richtungsanalyse von Fasern in Beton und Charakterisierung von rissquerenden Fasern mittels Computer-Tomografie*. Dissertation, Technische Universität Kaiserslautern, 2021.

[247] SCHULER, F.; BREIT, W.: *Stahlfaserbeton – Charakterisierung von rissquerenden Fasern mittels Computer-Tomografie*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (6), 2021, S. 450–459. doi: 10.1002/best.202100016.

[248] SCHULER, F.; BREIT, W.; SCHNELL, J.; SCHLADITZ, K.: *Computertomografie – Den Fasern auf der Spur*. Bautechnik 94 (10), 2017, S. 689–696. doi:10.1002/bate.201700050.

[249] SCHULER, F.; SYCH, T.: *Forschungsvorhaben DBV 273: Analyse der Faserorientierung in Betonen mit Hilfe der Computer-Tomographie*. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2009.

[250] SCHULZ, M.; OETTEL, V.: *Verwendung von stahlfaserverstärktem Stahlbeton bei Bodenplatten für automatisierte Hochregallager*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (S1), 2021, S. 70–76. doi:10.1002/best.202100008.

[251] SCHULZ, R.-R.: *Fortschritte bei der Rauheitsbewertung von Betonoberflächen – Alternativen zum Sandflächenverfahren*. Beton (12), 2016, S. 502–510.

[252] SCHÜTZE, E.; BIELAK, J.; SCHEERER, S.; HEGGER, J.; CURBACH, M.: *Einaxialer Zugversuch für Carbonbeton mit textiler Bewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau 113 (1), 2018, S. 33–47. doi:10.1002/best.201700074.

[253] SCHWARZ, H. R.: *Numerische Mathematik*. Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2009. doi:10.1007/978-3-8348-9282-9.

[254] SCHWEIZERISCHER INGENIEUR- UND ARCHITEKTENVEREIN (SIA): *SN 562162-6:1999-02; SN 562162-6:1999-02 – Stahlfaserbeton*, 1999.

[255] SERNA, P.; ARANGO, S.; RIBEIRO, T.; NÚÑEZ, A. M.; GARCIA-TAENGUA, E.: *Structural cast-in-place SFRC: Technology, control criteria and recent applications in spain*. Materials and Structures 42 (9), 2009, S. 1233–1246. doi:10.1617/s11527-009-9540-9.

[256] SIBURG, C.; HEGGER, J.: *Experimental investigations on the punching behaviour of reinforced concrete footings with structural dimensions*. Structural Concrete 15 (3), 2014, S. 331–339. doi:10.1002/suco.201300083.

[257] SMARSLIK, M.; MARK, P.: *Hybrid reinforcement design of longitudinal joints for segmental concrete linings*. Structural Concrete 20 (6), 2019, S. 1926–1940. doi:10.1002/suco.201900081.

[258] SORELLI, L. G.; MEDA, A.; PLIZZARI, G. A.: *Bending and Uniaxial Tensile Tests on Concrete Reinforced with Hybrid Steel Fibers*. Journal of Materials in Civil Engineering 17 (5), 2005, S. 519–527. doi:10.1061/(ASCE)0899-1561(2005)17:5(519).

[259] SOROUSHIAN, P.; LEE, C.-D.: *Distribution and Orientation of Fibers in Steel Fiber Reinforced Concrete*. Materials Journal 87 (5), 1990, S. 433–439. doi:10.14359/1803.

[260] SOROUSHIAN, P.; LEE, C.-D.: *Tensile Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete: Correlation With Some Measures of Fiber Spacing*. Materials Journal 87 (6), 1990, S. 542–546. doi:10.14359/2494.

[261] STÄHLI, P.: *Ultra-fluid, oriented hybrid-fibre-concrete*. Dissertation, Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, Schweiz, 2008.

[262] STÄHLI, P.; CUSTER, R.; VAN MIER, J. G. M.: *On flow properties, fibre distribution, fibre orientation and flexural behaviour of FRC*. Materials and Structures 41 (1), 2008, S. 189–196. doi:10.1617/s11527-007-9229-x.

[263] STEFANSKY, W.: *Rejecting Outliers in Factorial Designs*. Technometrics 14 (2), 1972, S. 469–479. doi:10.2307/1267436.

[264] STEVEN, G.: *Trag- und Nachbruchverhalten von Stützen aus ultrahochfestem Beton mit hochfester Längsbewehrung*. Dissertation, Technische Universität Braunschweig, 2014.

[265] STRACK, M.: *Hilfsmittel für die Biegebemessung von Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton*. In: Ruhr-Universität Bochum (Hg.) *Festschrift Bernd Schnütgen*. 2003.

[266] STRACK, M.: *Modellbildung zum rissbreitenabhängigen Tragverhalten von Stahlfaserbeton unter Biegebeanspruchung*. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, 2007.

[267] STRACK, M.; GÖDDE, L.: *Residuallastspezifische Faktoren für die Bestimmung des einachsigen Zugtragverhaltens von Stahlfaserbeton aus Biegezugversuchen*. In: M. Strack; P. Mark (Hrsg.) *Festschrift Professor Stangenberg „25 Jahre in Forschung, Lehre und Praxis“*. Bochum, 2007.

[268] STRACK, M.; MARK, P.: *Zur Biegebemessung von Stahlfaserbeton und stahlfaserverstärktem Stahlbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 98 (12), 2003, S. 755–763. doi:10.1002/best.200303050.

[269] STUDENT: *The Probable Error of a Mean*. Biometrika 6 (1), 1908, S. 1. doi:10.2307/2331554.

[270] SUTER, R.; BERGMEISTER, K.: *Tübbinge aus Stahlfaserbeton: Optimierung der Bewehrung durch experimentelle Untersuchungen*. Beton- und Stahlbetonbau 99 (11), 2004, S. 858–864. doi:10.1002/best.200490246.

[271] SUTTON, M. A.; ORTEU, J.-J.; SCHREIER, H.: *Image Correlation for Shape, Motion and Deformation Measurements: Basic Concepts, Theory and Applications*. Springer US, Boston, 2009. doi:10.1007/978-0-387-78747-3.

[272] ŠVEC, O.: *Flow modelling of steel fibre reinforced self-compacting concrete – Simulating fibre orientation and mechanical properties*. Dissertation, Danmarks Tekniske Universitet, Lyngby, Dänemark, 2013.

[273] ŠVEC, O.; SKOČEK, J.: *Simple Navier's slip boundary condition for the non-Newtonian Lattice Boltzmann fluid dynamics solver*. Journal of Non-Newtonian Fluid Mechanics 199, 2013, S. 61–69. doi:10.1016/j.jnnfm.2013.06.003.

[274] ŠVEC, O.; ŽIRGULIS, G.; BOLANDER, J. E.; STANG, H.: *Influence of formwork surface on the orientation of steel fibres within self-compacting concrete and on the mechanical properties of cast structural elements*. Cement and Concrete Composites 50, 2014, S. 60–72. doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.12.002.

[275] TEUTSCH, M.: *Bemessungsgrundsätze für Bauteile aus Stahlfaserbeton*. In: *Hochtief-Kolloquium Entwicklung und Einsatz, Frankfurt*. 1993.

[276] TEUTSCH, M.: *Einsatz von Stahlfaserbeton im Tunnelbau*. Beton- und Stahlbetonbau 101 (5), 2006, S. 311–321. doi:10.1002/best.200600481.

[277] TEUTSCH, M.; EMPELMANN, M.: *Faserorientierung und Leistungsfähigkeit von Faserbeton*, 2008.

[278] TEUTSCH, M.; GRUNERT, J. P.: *Biegebemessung von Bauteilen aus ultrahochfestem Beton*. Beton- und Stahlbetonbau 99 (8), 2004, S. 657–661. doi:10.1002/best.200490167.

[279] TEUTSCH, M.; WIENS, U.; ALFES, C.: *Stahlfaserbeton nach DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 105 (8), 2010, S. 539–551. doi:10.1002/best.201000032.

[280] THOMÉE, B.: *Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlfaserbetonkonstruktionen*. Dissertation, Technische Universität München, 2005.

[281] THUM, A.; PETERSEN, C.; SVENSON O.: *Verformung, Spannung und Kerbwirkung*. VDI, Düsseldorf, 1960.

[282] TIPKA, M.; VAŠKOVÁ, J.: *Tensile properties of structural fibre reinforced concrete*. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering 246, 2017, S. 1–8. doi:10.1088/1757-899X/246/1/012052.

[283] TKOCZ, J.; HEEK, P.; MARK, P.; THIELE, C.; VITT, G.: *SFRC slabs exposed to fire – Experiments, temperature flow and design*. ALITinform 6 (41), 2015, S. 36–53.

[284] TRABUCCHI, I.; TIBERTI, G.; CONFORTI, A.; MEDEGHINI, F.; PLIZZARI, G. A.: *Experimental study on Steel Fiber Reinforced Concrete and Reinforced Concrete elements under concentrated loads*. Construction and Building Materials 307, 2021, S. 124834. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.124834.

[285] TUE, N. V.; HENZE, S.; KÜCHLER, M.; SCHENCK, G.; WILLE, K.: *Ein optoanalytisches Verfahren zur Bestimmung der Faserverteilung und -orientierung in stahlfaserverstärktem UHFB*. Beton- und Stahlbetonbau 102 (10), 2007, S. 674–680. doi:10.1002/best.200700568.

[286] VAN MIER, J. G. M.; TIMMERS, G.: *Shear Fracture in Slurry Infiltrated Fibre Concrete (SIFCON)*. In: H. W. Reinhardt; A. E. Naaman (Hrsg.) *Proceedings of the International Workshop: High Performance Fibre Reinforced Cement Composites*. E & FN Spon/Chapman & Hall, London, 1991, S. 348–360.

[287] VAN MIER, J. G. M.; VAN VLIET, M. R. A.: *Uniaxial tension test for the determination of fracture parameters of concrete: State of the art*. Engineering Fracture Mechanics 69 (2), 2002, S. 235–247. doi:10.1016/S0013-7944(01)00087-X.

[288] VANDEWALLE, L.: *Postcracking behaviour of hybrid steel fiber reinforced concrete*. In: A. Carpinteri; P. G. Gambarova (Hrsg.) *Fracture mechanics of concrete and concrete structures*, Balkema - proceedings and monographs in engineering, water and earth sciences. Taylor & Francis, London, 2007, S. 1367–1376.

[289] VÖLKEL, W.; RIESE, A.; DROESE, S.: *Neuartige Wohnhausdecken aus Stahlfaserbeton ohne obere Bewehrung*. Beton- und Stahlbetonbau 93 (1), 1998, S. 1–6. doi:10.1002/best.199800010.

[290] VONK, R. A.: *A micromechanical investigation of softening of concrete loaded in compression*. Heron 38 (3), 1993.

[291] VOO, J. Y. L.; FOSTER, S. J.: *Variable engagement model for the design of fibre reinforced concrete structures*. In: V. Mistry; A. Azizinamini; J. M. Hooks (Hrsg.) *Advanced Materials for Construction of Bridges, Buildings, and Other Structures III*. 2003.

[292] WANG, Y.; LI, V. C.; BACKER, S.: *Experimental Determination of Tensile Behavior of Fiber Reinforced Concrete*. Materials Journal 87 (5), 1990, S. 461–468. doi:10.14359/1841.

[293] WEBER, F.; ANDERS, S.: *Vergleich von 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegezugversuchen zur Bestimmung der Nachrissbiegezugfestigkeit*. Beton- und Stahlbetonbau 116 (S1), 2021, S. 48–58. doi:10.1002/best.202100013.

[294] WERKLE, H.: *Mathcad in der Tragwerksplanung – Elektronische Arbeitsblätter für Statik, Stahlbetonbau, Stahlbau und Holzbau*. Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2012.

[295] WICHMANN, H.-J.; HOLST, A.; BUDELMANN, H.: *Zerstörungsfreie Messung des Stahlfasergehaltes und der Stahlfaserorientierung im Beton*. Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig 2012.

[296] WICHMANN, H.-J.; HOLST, A.; BUDELMANN, H.: *Ein praxisgerechtes Messverfahren zur Bestimmung der Fasermenge und -orientierung im Stahlfaserbeton*. Beton- und Stahlbetonbau 108 (12), 2013, S. 822–834. doi:10.1002/best.201300060.

[297] WIETEK, B.: *Stahlfaserbeton*. Springer Fachmedien, Wiesbaden, 2010.

[298] WILLE, K.; DEHN, F.; TUE, N. V.: *Bruchmechanische Kenngrößen hochfester Leichtbetone*. Bauingenieur 80 (6), 2005, S. 327–333.

[299] WILLE, K.; EL-TAWIL, S.; NAAMAN, A. E.: *Properties of strain hardening ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under direct tensile loading*. Cement and Concrete Composites 48, 2014, S. 53–66. doi:10.1016/j.cemconcomp.2013.12.015.

[300] WILLE, K.; PARRA-MONTESINOS, G. J.: *Effect of Beam Size, Casting Method, and Support Conditions on Flexural Behavior of Ultra-High-Performance Fiber-Reinforced Concrete*. ACI Materials Journal 109 (3), 2012, S. 379–388.

[301] WITSCH, K.: *Klimakiller Beton: So will die deutsche Zementindustrie CO2-neutral werden*. `https://www.handelsblatt.com/unternehmen/energie/klimaschutz-klimakiller-beton-so-will-die-deutsche-zementindustrie-co2-neutral-werden-/26652040.html`, 2020. [Online; zuletzt geprüft am 31.05.2022].

[302] WOMMELSDORFF, O.; ALBERT, A.; JÜRGEN, F.: *Stahlbetonbau: Bemessung und Konstruktion – Teil 2: Stützen, Sondergebiete des Stahlbetonbaus*. Werner, Köln, 2012.

[303] YOO, D.-Y.; SHIN, H.-O.; YANG, J.-M.; YOON, Y.-S.: *Material and bond properties of ultra high performance fiber reinforced concrete with micro steel fibers*. Composites Part B: Engineering 58, 2014, S. 122–133. doi:10.1016/j.compositesb.2013.10.081.

[304] ZHANG, X.; RUIZ, G.; YU, R. C.; POVEDA, E.; PORRAS, R.: *Rate effect on the mechanical properties of eight types of high-strength concrete and comparison with FIB MC2010.* Construction and Building Materials 30, 2012, S. 301–308. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.11.037.

[305] ZILCH, K.; ZEHETMAIER, G.: *Bemessung im konstruktiven Betonbau: Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2).* Springer, Berlin, 2010. doi:10.1007/978-3-540-70638-0.

# A Ergänzende Versuchsdaten

Die folgenden Abschnitte enthalten die Versuchsdaten der Festbetonprüfungen der jeweiligen Versuchsserien.

## A.1 Versuchsserie M40 (Kapitel 3.2)

**Tabelle A.1:** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an drei Würfeln W1 bis W3

| Probekörper | Einzelwert $f_{ci,cube}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{cm,cube}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|
| W1 | 54,17 | |
| W2 | 52,58 | 53,96 |
| W3 | 55,12 | |

## A.2 Versuchsserie M80 (Kapitel 3.2)

**Tabelle A.2:** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an drei Würfeln W1 bis W3

| Probekörper | Einzelwert $f_{ci,cube}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{cm,cube}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|
| W1 | 55,37 | |
| W2 | 52,06 | 54,13 |
| W3 | 54,95 | |

## A.3 Versuchsserie Probemischung (Kapitel 3.3)

**Tabelle A.3:** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an drei Würfeln W1 bis W3

| Probekörper | Einzelwert $f_{ci,cube}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{cm,cube}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|
| W1 | 76,33 | |
| W2 | 78,23 | 76,39 |
| W3 | 74,61 | |

## A.4 Versuchsserie M140 (Kapitel 3.3)

**Tabelle A.4:** Ergebnisse der Druckfestigkeits- und E-Moduln-Prüfungen an drei Zylindern C1 bis C3

| Probekörper | Einzelwert $f_{ci}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{cm}$ [N/mm$^2$] | Einzelwert $E_{ci} \cdot 10^{-3}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $E_{cm} \cdot 10^{-3}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| C1 | 65,82 | | 32,66 | |
| C2 | 61,38 | 64,53 | 32,54 | 32,59 |
| C3 | 66,39 | | 32,57 | |

**Tabelle A.5:** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an drei Würfeln W1 bis W3

| Probekörper | Einzelwert $f_{ci,cube}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{cm,cube}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|
| W1 | 83,33 | |
| W2 | 80,80 | 81,78 |
| W3 | 81,21 | |

**Tabelle A.6:** Ergebnisse der Vierpunkt-Biegezugversuche an sechs Balken B1 bis B6

| Probekörper | $F_{L1}$ [kN] | $F_{L2}$ [kN] | $F_{max}$ [kN] |
|---|---|---|---|
| B1 | 46,43 | 37,43 | 53,36 |
| B2 | 19,46 | 10,73 | 20,24 |
| B3 | 41,43 | 33,07 | 42,93 |
| B4 | 46,92 | 43,72 | 52,67 |
| B5 | 46,92 | 34,56 | 49,94 |
| B6 | 47,87 | 45,54 | 53,65 |

## A.5 Versuchsserie Z (Kapitel 4)

**Tabelle A.7:** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an drei Würfeln W1 bis W3

| Probekörper | Einzelwert $f_{ci,cube}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{cm,cube}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|
| W1 | 84,79 | |
| W2 | 85,23 | 84,59 |
| W3 | 83,75 | |

**Tabelle A.8:** Ergebnisse der axialen Zugversuche an sechs Zugproben Z1 bis Z6

| Probekörper | $F^f_{ct,L1}$ [kN] | $F^f_{ct,L2}$ [kN] | $F^f_{ct,max}$ [kN] | $F_{ct,cr}$ [kN] |
|---|---|---|---|---|
| Z1 | 22,74 | 20,37 | 26,12 | 31,77 |
| Z2 | 24,30 | 10,16 | 30,27 | 30,06 |
| Z3 | 28,95 | - | 30,37 | 29,00 |
| Z4 | 21,58 | 11,99 | 21,59 | 23,73 |
| Z5 | 27,78 | 14,23 | 33,62 | 30,10 |
| Z6 | 20,39 | - | 30,14 | 38,70 |

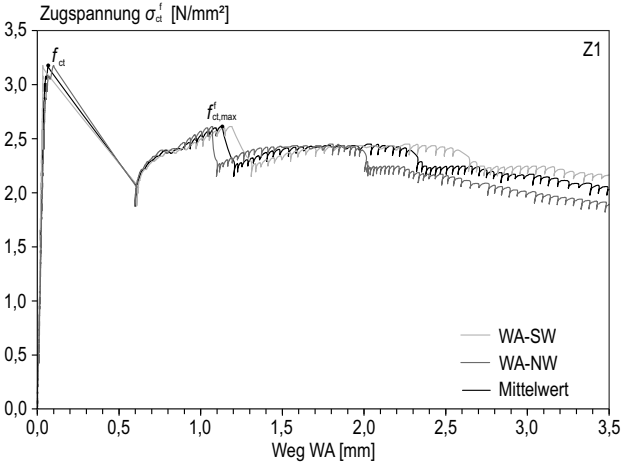



**Abbildung A.1:** Zugspannungs-Weg-Diagramm des Zugversuchs Z1

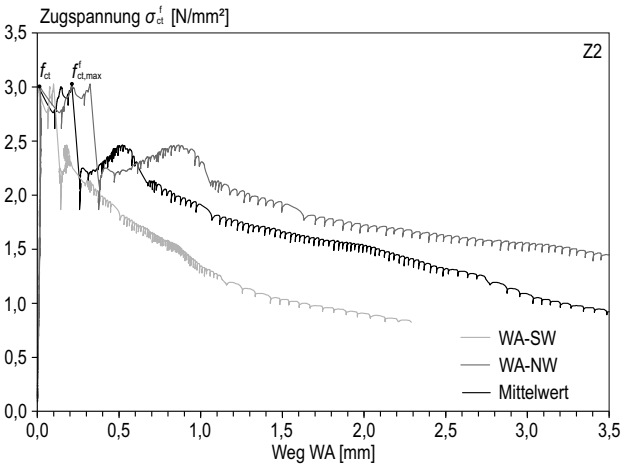



**Abbildung A.2:** Zugspannungs-Weg-Diagramm des Zugversuchs Z2

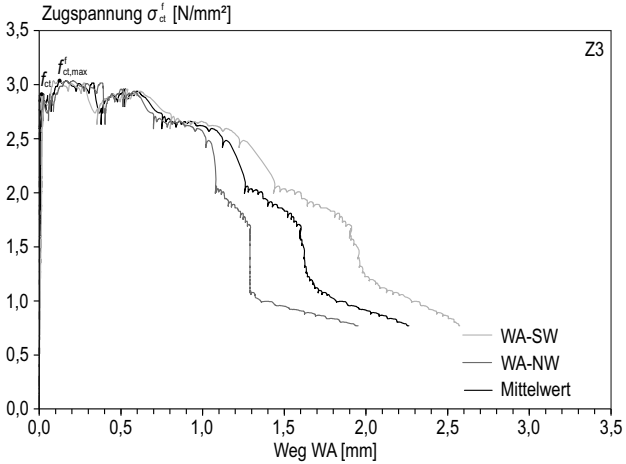



**Abbildung A.3:** Zugspannungs-Weg-Diagramm des Zugversuchs Z3

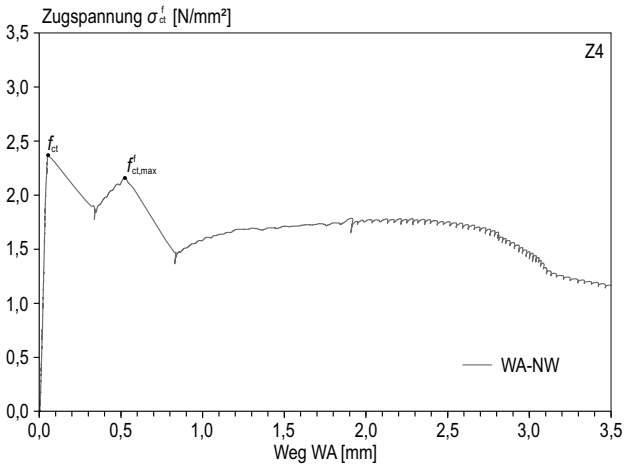



**Abbildung A.4:** Zugspannungs-Weg-Diagramm des Zugversuchs Z4

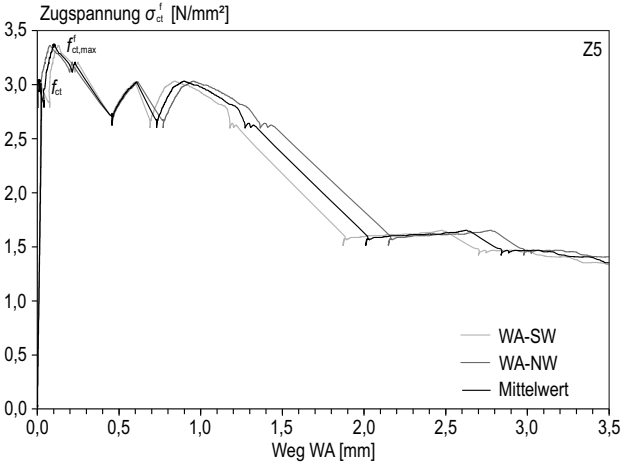



**Abbildung A.5:** Zugspannungs-Weg-Diagramm des Zugversuchs Z5

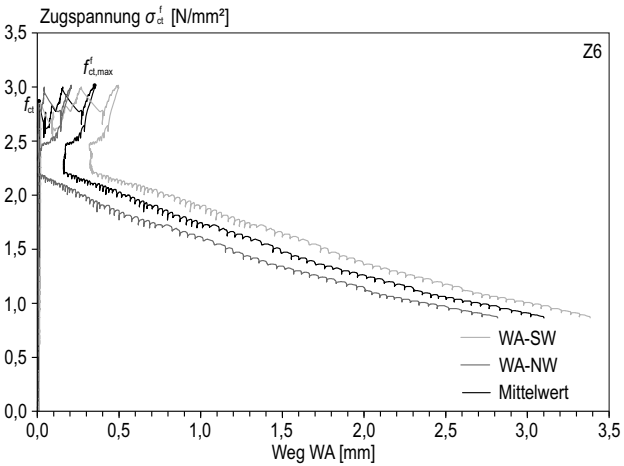



**Abbildung A.6:** Zugspannungs-Weg-Diagramm des Zugversuchs Z6

## A.6 Versuch SFB-Fundament (Kapitel 5)

**Tabelle A.9:** Ergebnisse der Druckfestigkeits- und E-Moduln-Prüfungen für den Stahlfaserbeton (SFB) und den Normalbeton (NB) für Charge 1 an jeweils drei Zylindern C1 bis C3

| Beton | Charge | Probekörper | Einzelwert $f_{ci}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{cm}$ [N/mm$^2$] | Einzelwert $E_{ci} \cdot 10^{-3}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $E_{cm} \cdot 10^{-3}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|---|
| SFB | 1 | C1 | 70,62 | | 35,50 | |
| SFB | 1 | C2 | 72,83 | 71,86 | 33,50 | 34,23 |
| SFB | 1 | C3 | 72,13 | | 33,70 | |
| NB | 1 | C1 | 39,33 | | 34,80 | |
| NB | 1 | C2 | 37,60 | 38,45 | 32,40 | 33,40 |
| NB | 1 | C3 | 38,42 | | 33,00 | |

**Tabelle A.10:** Ergebnisse der Spaltzugprüfungen für den Stahlfaserbeton (SFB) und den Normalbeton (NB) für Charge 2 an jeweils drei Zylindern C1 bis C3

| Beton | Charge | Probekörper | Einzelwert $f_{cti,sp}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{ctm,sp}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| SFB | 2 | C1 | 5,23 | |
| SFB | 2 | C2 | 6,34 | 6,19 |
| SFB | 2 | C3 | 6,99 | |
| NB | 2 | C1 | 2,90 | |
| NB | 2 | C2 | 3,56 | 3,28 |
| NB | 2 | C3 | 3,38 | |

**Tabelle A.11:** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen für den Stahlfaserbeton (SFB) und den Normalbeton (NB) für Charge 1 und 2 an jeweils drei Würfeln W1 bis W3

| Beton | Charge | Probekörper | Einzelwert $f_{ci,cube}$ [N/mm²] | Mittelwert je Charge $f_{cm,cube}$ [N/mm²] | Mittelwert gesamt $f_{cm,cube}$ [N/mm²] |
|---|---|---|---|---|---|
| SFB | 1 | W1 | 79,76 | | |
| SFB | 1 | W2 | 82,38 | 80,91 | |
| SFB | 1 | W3 | 80,58 | | 80,02 |
| SFB | 2 | W1 | 78,07 | | |
| SFB | 2 | W2 | 80,11 | 79,14 | |
| SFB | 2 | W3 | 79,24 | | |
| NB | 1 | W1 | 38,77 | | |
| NB | 1 | W2 | 41,65 | 40,62 | |
| NB | 1 | W3 | 41,45 | | 39,62 |
| NB | 2 | W1 | 38,27 | | |
| NB | 2 | W2 | 38,46 | 38,61 | |
| NB | 2 | W3 | 39,12 | | |

**Tabelle A.12:** Ergebnisse der Biegezugversuche für den Stahlfaserbeton (SFB) für Charge 1 und 2 an jeweils drei Balken B1 bis B3

| Charge | Probekörper | $F_{L1}$ [kN] | $F_{L2}$ [kN] | $F_{max}$ [kN] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | B1 | 48,26 | 27,56 | 54,71 |
| 1 | B2 | 48,48 | 51,68 | 63,27 |
| 1 | B3 | 52,15 | 42,58 | 60,59 |
| 2 | B1 | 39,69 | 30,11 | 48,61 |
| 2 | B2 | 15,13 | 14,08 | 23,94 |
| 2 | B3 | 43,05 | 37,43 | 51,87 |

## A.7 Versuch BSt-Fundament (Kapitel 5)

**Tabelle A.13:** Ergebnisse der Druckfestigkeits- und E-Moduln-Prüfungen an drei bzw. zwei Zylindern (jeweils C1 bzw. C3) der Chargen 1, 2 und 3

| Charge | Probekörper | Einzelwert $f_{ci}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{cm}$ [N/mm$^2$] | Einzelwert $E_{ci} \cdot 10^{-3}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $E_{cm} \cdot 10^{-3}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | C1 | 39,39 | | 33,37 | |
| 2 | C1 | 36,64 | 35,88 | 31,77 | 31,42 |
| 3 | C1 | 31,62 | | 29,13 | |
| 2 | C3 | 35,75 | 33,37 | - | - |
| 3 | C3 | 30,98 | | - | |

**Tabelle A.14:** Ergebnisse der Spaltzugprüfungen an jeweils einem Zylinder C2 der Chargen 1, 2 und 3

| Charge | Probekörper | Einzelwert $f_{cti,sp}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert $f_{ctm,sp}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|---|
| 1 | C2 | 3,62 | |
| 2 | C2 | 3,36 | 3,16 |
| 3 | C2 | 2,49 | |

**Tabelle A.15:** Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen an jeweils drei Würfeln W1 bis W3 der Chargen 1, 2 und 3

| Charge | Probekörper | Einzelwert $f_{ci,cube}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert je Charge $f_{cm,cube}$ [N/mm$^2$] | Mittelwert gesamt $f_{cm,cube}$ [N/mm$^2$] |
|---|---|---|---|---|
| 1 | W1 | 41,55 | 41,72 | |
| 1 | W2 | 41,90 | | |
| 2 | W1 | 37,06 | | |
| 2 | W2 | 39,02 | 38,24 | 38,02 |
| 2 | W3 | 38,64 | | |
| 3 | W1 | 34,84 | | |
| 3 | W2 | 36,05 | 35,34 | |
| 3 | W3 | 35,12 | | |

# B Rissbilder Zugversuche

Hergestellt wurden sieben Probekörper. Geprüft wurden die Probekörper Z1, Z2, Z3, Z4, Z6 und Z7. In der Arbeit werden sie der Prüfreihenfolge folgend mit Z1 bis Z6 nummeriert. Z5 wurde nicht geprüft und diente lediglich der 3D-Vermessung. Von ihm existieren folglich keine Rissbilder.

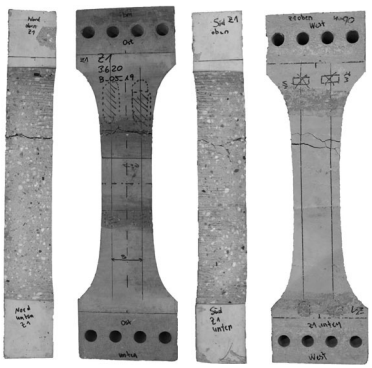



**Abbildung B.1:** Ansichten des Probekörpers Z4

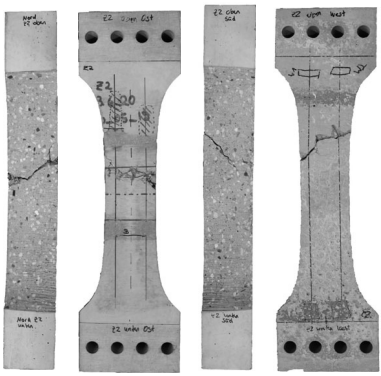



**Abbildung B.2:** Ansichten des Probekörpers Z5

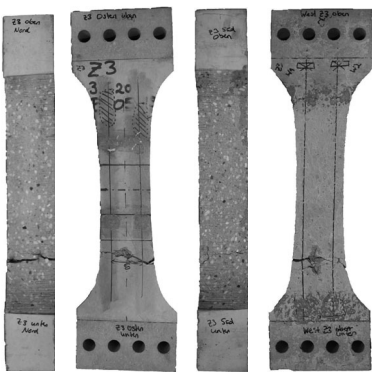



**Abbildung B.3:** Ansichten des Probekörpers Z2

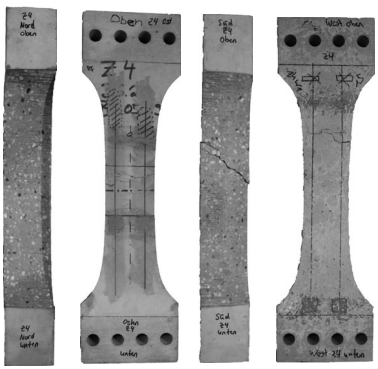



**Abbildung B.4:** Ansichten des Probekörpers Z3

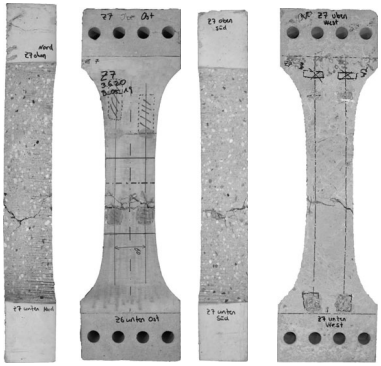



**Abbildung B.5:** Ansichten des Probekörpers Z6

# C Ausreißertests

## C.1 Grundlagen

Der statistische Test nach GRUBBS [135, 136, 263] identifiziert in aus einer normalverteilten Grundgesamtheit entnommenen Stichprobe Ausreißer. Dafür wird mit $d_{\max}$ das absolute Maximum der Differenz der Einzelwerte der Messreihe $x_i$ zu deren Mittelwert $\bar{x}$ nach Gl. (C.1) gesucht [136, 263].

$$d_{\max} = \max |x_i - \bar{x}| \tag{C.1}$$

Die zu prüfende Größe $T_{\mathrm{n}}$ ergibt sich dann nach Gl. (C.2) aus der Division von $d_{\max}$ mit der Standardabweichung der Stichprobe $\sigma_{\mathrm{x}}$.

$$T_{\mathrm{n}} = \frac{d_{\max}}{\sigma_{\mathrm{x}}} \tag{C.2}$$

Der Messwert $x_i$ ist dann ein Ausreißer wenn $T_{\mathrm{n,crit}} < T_{\mathrm{n}}$ zutrifft. $T_{\mathrm{n,crit}}$ kann dabei in Abhängigkeit des Stichprobenumfangs $n$ für verschiedene Signifikanzniveaus aus Tab. C.1 entnommen werden.

**Tabelle C.1:** Werte $T_{\mathrm{n,crit}}$ für Signifikanzniveaus von 1 %, 2,5 % und 5 % für ausgewählte Stichprobenumfänge $n$ (aus [136], Table 1)

| $n$ | 1 % | 2,5 % | 5 % |
|---|---|---|---|
| 5 | 1,67 | 1,71 | 1,75 |
| 6 | 1,82 | 1,89 | 1,94 |
| 7 | 1,94 | 2,02 | 2,10 |

## C.2 Ausreißertest für Versuchsreihe M140

Tab. C.2 listet die einzelnen Messwerte $x_i$ der Biegezugversuche aus Abschnitt 3.3 getrennt für die Leistungsklassenwerte L1 ($F_{\mathrm{L1}}$) und L2 ($F_{\mathrm{L2}}$) sowie für die maximale Kraft ($F_{\max}$) für die sechs Balken auf.

**Tabelle C.2:** Werte $x_i$, $d_i$ sowie Mittelwert $\bar{x}_j$, Standardabweichung $\sigma_{x,j}$, $d_{max,j}$ und Prüfgröße $T_{n,j}$ für $j = L1, L2, max$

| Balken | $F_{L1}$ [kN] | | $F_{L2}$ [kN] | | $F_{max}$ [kN] | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | $x_i$ | $d_i$ | $x_i$ | $d_i$ | $x_i$ | $d_i$ |
| B1 | 46,43 | 4,93 | 37,43 | 3,26 | 53,36 | 7,90 |
| B2 | 19,46 | **22,05** | 10,73 | **23,45** | 20,24 | **25,23** |
| B3 | 41,43 | 0,08 | 33,07 | 1,11 | 42,93 | 2,54 |
| B4 | 46,92 | 5,42 | 43,72 | 9,55 | 52,67 | 7,21 |
| B5 | 46,92 | 5,42 | 34,56 | 0,39 | 49,94 | 4,48 |
| B6 | 47,87 | 6,36 | 45,54 | 11,37 | 53,65 | 8,19 |
| $\bar{x}_j$ [kN] | 41,61 | | 34,18 | | 45,47 | |
| $\sigma_{x,j}$ [kN] | 11,04 | | 12,51 | | 12,99 | |
| $d_{max,j}$ [kN] | | 22,05 | | 23,45 | | 25,23 |
| $T_{n,j}$ [-] | 2,00 | | 1,87 | | 1,94 | |

Für $n = 6$ und ein Signifikanzniveau von 5 % [136] ergibt sich eine kritische Schranke von $T_{n,crit} = 1{,}82$.

Sowohl der Wert für $F_{L1}$ nach Gl. (C.3) als auch die Werte $F_{L2}$ nach Gl. (C.4) sowie $F_{max}$ für den maximalen Wert nach Gl. (C.5) für Balken B2 können als Ausreißer identifiziert werden. Es werden keine weiteren Ausreißer in der Versuchsserie entdeckt. Die Auswertung in Abschnitt 3.3 erfolgt somit ohne die Werte für Balken B2.

$$T_{n,L1} = 2{,}00 > T_{n,crit} = 1{,}82 \tag{C.3}$$

$$T_{n,L2} = 1{,}87 > T_{n,crit} = 1{,}82 \tag{C.4}$$

$$T_{n,max} = 1{,}94 > T_{n,crit} = 1{,}82 \tag{C.5}$$

## C.3 Ausreißertest für Biegebalkenversuche SFB-Fundament

Tab. C.3 listet die einzelnen Messwerte $x_i$ der Biegezugversuche aus Abschnitt 5.3.2 getrennt für die Leistungsklassenwerte L1 ($F_{L1}$) und L2 ($F_{L2}$) sowie für die maximale Kraft ($F_{max}$) für die sechs Balken auf.

**Tabelle C.3:** Werte $x_i$, $d_i$ sowie Mittelwert $\bar{x}_j$, Standardabweichung $\sigma_{x,j}$, $d_{max,j}$ und Prüfgröße $T_{n,j}$ für $j = L1, L2, max$

| | | $F_{L1}$ [kN] | | $F_{L2}$ [kN] | | $F_{max}$ [kN] | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Charge | Balken | $x_i$ | $d_i$ | $x_i$ | $d_i$ | $x_i$ | $d_i$ |
| 1 | B1 | 48,26 | 7,13 | 27,56 | 6,35 | 54,71 | 4,21 |
| 1 | B2 | 48,48 | 7,35 | 51,68 | 17,77 | 63,27 | 12,88 |
| 1 | B3 | 52,15 | 11,02 | 42,58 | 8,67 | 60,59 | 10,09 |
| 2 | B1 | 39,69 | 1,44 | 30,11 | 3,80 | 48,61 | 1,89 |
| 2 | B2 | 15,13 | **26,00** | 14,08 | **19,83** | 23,94 | **26,56** |
| 2 | B3 | 43,05 | 1,92 | 37,43 | 3,52 | 51,87 | 1,37 |
| $\bar{x}_j$ [kN] | | 41,13 | | 33,91 | | 50,50 | |
| $\sigma_{x,j}$ [kN] | | 13,48 | | 13,05 | | 14,10 | |
| $d_{max,j}$ [kN] | | | 26,00 | | 19,83 | | 26,56 |
| $T_{n,j}$ [-] | | 1,93 | | 1,52 | | 1,88 | |

Für $n = 6$ und ein Signifikanzniveau von 5 % [136] ergibt sich eine kritische Schranke von $T_{n,crit} = 1{,}82$.

Die Werte für den Leistungsklassenwert L1 nach Gl. (C.6) sowie der für die maximale Kraft nach Gl. (C.8) können für Balken B2 der Charge 2 als Ausreißer identifiziert werden. Der Wert L2 ist aufgrund der höheren Streuung der Versuche mit zunehmender Verformung rechnerisch kein Ausreißer. Der Balken B2 wird dennoch aus der Auswertung in Abschnitt 3.3 ausgeschlossen, da zwei der drei maßgebenden Werte als Ausreißer identifiziert werden.

$$T_{n,L1} = 1{,}93 > T_{n,crit} = 1{,}82 \tag{C.6}$$

$$T_{n,L2} = 1{,}52 < T_{n,crit} = 1{,}82 \tag{C.7}$$

$$T_{n,max} = 1{,}88 > T_{n,crit} = 1{,}82 \tag{C.8}$$

# Lebenslauf

**Persönliche Daten**

Name: Katharina Zaydowicz (geb. Look)
Geboren: 7. Oktober 1991 in Recklinghausen
Nationalität: Deutsch

**Berufstätigkeit**

| | |
|---|---|
| seit 10/2022 | Fachverantwortliche für Brückenbelastbarkeit<br>DB Netz AG, Dortmund |
| 12/2017 bis 06/2022 | Wissenschaftliche Mitarbeiterin<br>Lehrstuhl für Massivbau<br>Ruhr-Universität Bochum |

**Studium**

| | |
|---|---|
| 11/2015 bis 11/2017 | Studium Bauingenieurwesen, Ruhr-Universität Bochum<br>Vertiefungsrichtung: KIB – Structural Engineering<br>Abschluss: Master of Science (M. Sc.) |
| 10/2012 bis 11/2015 | Studium Bauingenieurwesen, Ruhr-Universität Bochum<br>Abschluss: Bachelor of Science (B. Sc.) |
| 10/2011 bis 09/2012 | Studium Mathematik (1-Fach Bachelor), Ruhr-Universität Bochum |

**Schulausbildung**

| | |
|---|---|
| 07/2002 bis 07/2011 | Marie-Curie-Gymnasium, Recklinghausen<br>Abschluss: Allgemeine Hochschulreife |
| 08/1998 bis 06/2002 | Gudrun Pausewang Schule, Gemeinschaftsgrundschule, Recklinghausen |