



Dipl.-Ing. Franz Xaver Forstlechner

Dünnwandige Tragkonstruktionen aus Carbonbeton –
Beitrag zur Steigerung der Ressourceneffizienz
im Massivbau

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades

Doktor der technischen Wissenschaften

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Peters

Zweitgutachter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue

Institut für Tragwerksentwurf

Graz, November 2014

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

AFFIDAVIT

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe. Das in TUGRAZonline hochgeladene Textdokument ist mit der vorliegenden Dissertation identisch.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources/resources, and that I have explicitly indicated all material which has been quoted either literally or by content from the sources used. The text document uploaded to TUGRAZonline is identical to the present doctoral dissertation.

Datum / Date

Unterschrift / Signature

Beruflicher und wissenschaftlicher Werdegang

- 10/2000 - 02/2006 Studium Bauingenieurwesen an der Technischen Universität
Graz, Vertiefung: Konstruktiver Ingenieurbau
- 03/2006 - 03/2008 Tragwerksplaner im Ingenieurbüro BauCon ZT GmbH,
Zell am See
- 04/2008 - 09/2008 Tragwerksplaner im Ingenieurbüro Daninger & Partner
Ziviltechniker KG, Graz
- seit 10/2008 Universitätsassistent an der Technischen Universität Graz,
Institut für Tragwerksentwurf, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Peters

Kurzfassung

Durch die Entwicklung hochleistungsfähiger Betone mit enormer mechanischer Festigkeit, hoher Widerstandsfähigkeit und verlässlich einstellbarer Konsistenz ist es heute möglich, tragende Betonbauteile mit Dicken im Bereich weniger Zentimeter herzustellen. Auch die Entwicklung korrosionsresistenter und hochfester Bewehrungsformen aus Carbonfasern begünstigt diese Tendenz, da sie Betondeckungen im Bereich weniger Millimeter und geringe Bewehrungsgrade zulässt. Die zentrale Forschungsfrage der vorliegenden Dissertation lautet daher, wie maximal fünf Zentimeter dicke Betonbauteile mithilfe von Carbonfasern bewehrt werden sollen, um unter Biegebeanspruchung eine hohe Steifigkeit auf Gebrauchslast-Niveau, und zugleich eine hohe Tragfähigkeit und Duktilität im Bruchzustand zu erreichen? Der in dieser Arbeit verfolgte Lösungsansatz besteht darin, den Beton mittels Textilgelegen aus Carbonfasern möglichst oberflächennah zu bewehren, und in den Bereichen der größten Beanspruchungen zusätzlich zentrische Spannglieder in Form von CFK-Lamellen anzuordnen, die im Spannbett vorgespannt werden.

Die Beantwortung der Forschungsfrage erfolgt einerseits anhand von Laborversuchen, die das Verbundverhalten von Carbonbewehrung und Hochleistungsbetonen bzw. das Biegetragverhalten von schlaff bewehrten und vorgespannten Carbonbeton-Platten untersuchen. Auf Grundlage der Versuche wird ein Modell zur Abbildung des Tragverhaltens aufgestellt, und ein Bemessungskonzept abgeleitet. Andererseits wird die Anwendbarkeit der entwickelten Leitbauweise im größeren Maßstab durch Herstellung eines Prototypens überprüft, der neben Erfahrungen hinsichtlich des geeigneten Bauverfahrens auch Erkenntnisse über die Wirtschaftlichkeit und das Langzeitverhalten liefert. Die gegenständliche Arbeit stellt einen baupraktischen Beitrag zur Entwicklung dünnwandiger Tragkonstruktionen aus Carbonbeton dar, die aufgrund des geringen Eigengewichts und der hohen Dauerhaftigkeit die Ressourceneffizienz im Massivbau steigern sollen.

Abstract

Due to the development of high-performance concrete types with enormous mechanical strengths, high durability and reliably adjustable consistency, it is possible to fabricate structural concrete elements with a thickness of just a few centimetres today. Also, the development of corrosion-resistant and high-strength reinforcement made of carbon-fibres favours this tendency, since it allows concrete-covers within a few millimetres. Therefore, the central research-question of this doctoral thesis is how thin concrete slabs with a maximum thickness of five centimetres should be reinforced in order to attain both, a high flexural stiffness under service load, and a high bending load capacity and ductility? The method of solution followed in the context of this work is to reinforce the concrete with laid webs made of carbon-fibres, which are placed as close as possible to the surface, and to add centric tendons in the areas of greatest stresses, which are pre-stressed in tensioning-bed.

To answer the research question, laboratory tests are performed in order to investigate the bond-behaviour of carbon-reinforcement and high-performance concrete, and to investigate the bending-behaviour of loosely reinforced and pre-stressed carbon-concrete slabs. Based on the obtained test results, a model is created to describe the structural behaviour, and dimensioning recommendations are derived. Furthermore, the feasibility of the developed lightweight construction method is verified on larger scale by manufacturing a prototype, which provides knowledge about the suitable construction method, the economic efficiency, and about the long-term behaviour. The presented work is a building-practical contribution to the development of thin-walled structures made of carbon-concrete, which should increase the resource-efficiency of structural concrete because of its low own-weight and high durability.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Tragwerksentwurf der TU Graz. Mein besonderer Dank gilt Institutsleiter *Univ.-Prof. Dr.-Ing. Stefan Peters*, der mir in den vergangenen sechs Jahren eine selbständige Durchführung meiner Forschungstätigkeiten ermöglichte, und durch zahlreiche Denkanstöße und wertvolle Hinweise maßgeblich zum Gelingen der vorliegenden Promotionsarbeit beitrug. Ebenso bedanke ich mich bei *Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue*, Leiter des Institutes für Betonbau der TU Graz, für seine geschätzten Ratschläge und Kommentare als Zweitgutachter. Des Weiteren möchte ich *Dr. techn. Bernhard Freytag*, Leiter des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz, meinen herzlichen Dank aussprechen. Die Durchführung der umfangreichen experimentellen Untersuchungen wäre ohne seine Unterstützung nicht möglich gewesen. Zu guter Letzt möchte ich mich bei allen weiteren Kollegen und Freunden bedanken, die mich während des Doktorat-Studiums unterstützt und mir mit Rat und Tat zur Seite gestanden sind, und natürlich auch ganz besonders bei meiner Familie.

Inhaltsverzeichnis

Kurzfassung	7
Abstract	9
Vorwort	11
Inhaltsverzeichnis	13
1 Einleitung	17
1.1 Historische Entwicklung dünner Betonkonstruktionen	17
1.2 Einflussgrößen auf die Dicke von Betonbauteilen.....	19
1.3 Potentielle Anwendungen für dünne Betonbauteile.....	21
2 Ziel und Umfang der Arbeit	23
2.1 Problemstellung, Forschungsfrage und Methoden.....	23
2.2 Erfassung des Kenntnis-Standes über Carbonbeton	24
2.3 Durchgeführte Labor-Versuche	24
2.4 Umgesetzte prototypische Anwendung	28
3 Grundlagen über Carbonbewehrung	29
3.1 Unterschiede zwischen Stahlbeton, Faserbeton und Textilbeton.....	29
3.2 Eigenschaften von Textilbewehrung.....	32
3.3 Geeignete Betonier-Verfahren	36
3.4 Ausgeführte Anwendungsbeispiele.....	37
4 Grundlagen über Hochleistungsbeton	41
4.1 Historische Entwicklung	42
4.2 Mechanische Eigenschaften.....	43
4.3 Wirtschaftliche Aspekte	46
4.4 Ökologische Aspekte	47
4.5 Brandverhalten	52
4.6 Realisierte Tragkonstruktionen	54
5 Verbundverhalten von Hochleistungsbeton und Carbonbewehrung	57
5.1 Wann und wodurch werden Verbundspannungen zwischen Beton und Bewehrung hervorgerufen?.....	57
5.2 Verbundarten.....	58
5.3 Einflussgrößen auf die Verbundfestigkeit.....	59
5.4 Besonderheiten von Bewehrung aus faserverstärkten Kunststoffen.....	61
5.5 Versuchsmäßige Bestimmung der Verbund-Arbeitslinie	63
5.6 Verbundverhalten nach Model Code 2010	64

5.7	Verbundverhalten nach Eurocode EN 1992-1-1	66
5.8	Aktuelle Forschungsergebnisse über das Verbundverhalten von ultra-hochfestem Beton	68
5.9	Aktuelle Forschungsergebnisse über das Verbundverhalten von Bewehrung aus faserverstärkten Kunststoffen.....	70
6	Ausziehversuche	73
6.1	Verwendete Materialien	74
6.2	Oberflächen-Besandung.....	74
6.3	Versuchsaufbau	75
6.4	Versuchsergebnisse und Interpretation	76
7	Spannkraft-Einleitungsversuche	81
7.1	Hintergrund der Versuche	81
7.2	Verwendete Materialien	83
7.3	Versuchsaufbau	88
7.4	Versuchsergebnisse und Interpretation	90
8	Biegeversuche	97
8.1	Versuchsaufbau	97
8.2	Versuchsergebnisse und Interpretation	98
9	Modellbildung und Bemessung dünner Carbonbeton-Platten	103
9.1	Grundlagen über die Biegebemessung von Stahl- und Carbonbeton	103
9.2	Modellierung der Arbeitslinie von Carbonbeton	107
9.3	Bemessungsrelevante Materialkennwerte.....	112
9.4	Biege-Tragfähigkeit	115
9.5	Querkraft-Tragfähigkeit	116
9.6	Verformungsnachweis	117
10	Entwicklung einer frei geformten Schwimmsel aus textilbewehrtem Beton	119
10.1	Einleitung	120
10.2	Entwurf.....	121
10.3	Herstellung des frei geformten Inselkerns	125
10.4	Betonhülle	127
10.5	Begleitende Laborversuche.....	128
10.6	Nachweiskonzept und Dimensionierung	135
10.7	Herstellung einer Musterfläche	138
10.8	Herstellung des Prototypens vor Ort und Befestigung.....	139
10	Zusammenfassung und Ausblick.....	143
	Literaturverzeichnis	145

1 Einführung

Dünnwandige und filigrane Betonkonstruktionen erleben gerade aufgrund der Entwicklungen im Massivbau hin zu hochleistungsfähigen Betonen und korrosionsresistenten Bewehrungsformen eine Renaissance, und stellen ein Forschungsfeld dar, das sowohl aus gestalterischen, wirtschaftlichen, als auch ökologischen Aspekten interessant ist. Die freie Formbarkeit des Betons ermöglicht in Kombination mit innovativen Fertigungsverfahren neue Anwendungsmöglichkeiten in Bereichen, die bisher anderen Werkstoffen vorbehalten waren. Neben den wirtschaftlichen bzw. ökologischen Vorteilen aufgrund des geringeren Materialverbrauchs dürfte sich die Bauweise auch durch hohe Robustheit und somit geringe Unterhaltungskosten auszeichnen, wenngleich die dafür erforderlichen Langzeiterfahrungen im Moment noch nicht vorhanden sind. Dass die Thematik der leichten und materialsparenden Betonkonstruktionen gerade überaus aktuell ist, zeigt sich unter anderem auch darin, dass in Deutschland seit 2010 ein bundesweites, von der Deutschen Forschungsgemeinschaft DFG gefördertes Forschungsprogramm unter dem Titel „Leichtes Bauen mit Beton“ läuft, an dem insgesamt neun Universitäten beteiligt sind.¹

1.1 Historische Entwicklung dünner Betonkonstruktionen

Dünne und zugleich weitgespannte Tragkonstruktionen haben seit jeher Faszination auf Architekten und Ingenieure ausgeübt, denn sie drücken die Leistungsfähigkeit der Baustoffe bzw. Herstellungs- und Berechnungsverfahren aus. Während Werkstoffe wie Stahl oder Holz auch heute noch materialsparend eingesetzt werden, assoziiert man bei Beton meist eine massive Bauweise, die aus produktionstechnischen Gründen einen höheren Materialaufwand in Kauf nimmt, als er aus mechanischen Gesichtspunkten erforderlich ist. Dies war nicht immer so, denn gerade in den frühen Jahren des Betonbaues sorgten dünne und weitgespannte Konstruktionen für Furore, wie beispielsweise die Schalenbauten der 1920er Jahre in Jena, welche durch die Experimente von Franz Dischinger, Walter Bauersfeld und Ulrich Finsterwald in Zusammenarbeit mit der Firma Dyckerhoff + Widmann vorangetrieben wurden. Die kugelförmige Kuppel des Zeiss-Planetariums, welches 1926 eröffnet wurde und heute noch in Betrieb ist, hat einen Durchmesser von 25 m und eine Betondicke von nur 6 cm, was einem Verhältnis von Dicke d zu Spannweite L von $d / L = 1 / 416$ entspricht. Im Vergleich dazu wird bei einer Eierschale lediglich ein Verhältnis von ca. $d / L = 60$ erreicht. Die Herstellung der Betonschale erfolgte im Spritzverfahren, indem der flüssige Beton auf ein vorgefertigtes

¹ Deutsche Forschungsgemeinschaft 2011.

kugelförmiges Netz aus Bewehrungsstäben gespritzt wurde (siehe Abbildung 1.1). Zur Aufnahme des Spritzbetondrucks kam eine radial versetzbare Schalung zur Anwendung.²

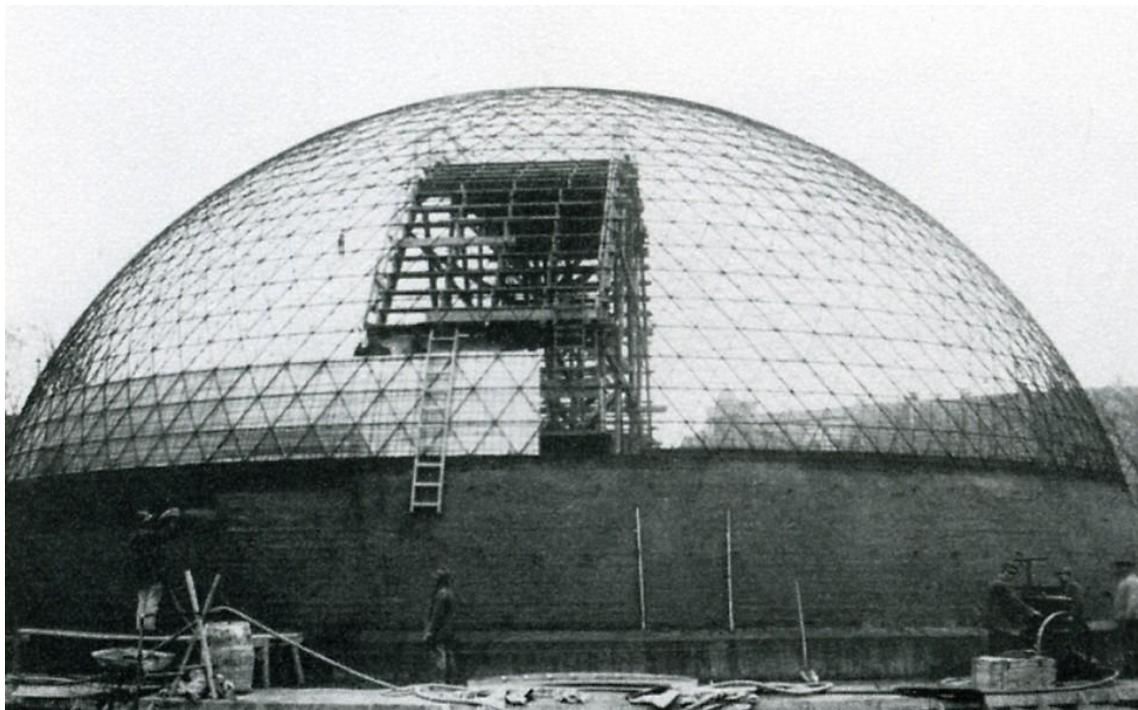


Abbildung 1.1: Stahlbeton-Schale des Zeiss-Planetarium in Jena während des Bauzustandes.³

Auch in der zweiten Hälfte des letzten Jahrhunderts sorgten Ingenieure wie Torroja, Isler, Candela oder Nervi mit spektakulären Betonschalenbauten für Aufsehen, die sich durch kühne Leichtigkeit auszeichneten. Der Grund für die Herstellung derartig filigraner Betonkonstruktionen ist vor allem darauf zurückzuführen, dass zum damaligen Zeitpunkt das Baumaterial knapp und teuer war, aber im Gegensatz dazu die Personalkosten niedrig waren. Dieser Umstand machte es aus wirtschaftlicher Sicht notwendig, effiziente Tragstrukturen mit geringem Eigengewicht zu entwickeln. Darüber hinaus gab es noch kaum Langzeit-Erfahrungen über die schädigende Wirkung von Umwelteinflüssen auf Betontragwerke. Der immer höher ansteigende Anteil der Schalungs- und Bewehrungsarbeiten an den Gesamtherstellungskosten, und die Tatsache, dass Stahlbetonbauteile heute neben dem reinen Lastabtrag auch bauphysikalische Aufgaben zu erfüllen haben, führten dazu, dass der leichte und materialsparende Umgang mit dem Werkstoff Beton gegen Ende des 20. Jahrhunderts in Vergessenheit geriet.

Aufgrund der weltweiten Forschungstätigkeiten der letzten 20 Jahren, aus denen hochleistungsfähige Betonsorten wie ultra-hochfester Beton UHPC (engl. Ultra-High Performance Concrete), oder polymermodifizierter Beton PCC (engl. Polymer Cement Concrete), aber auch korrosionsresistente Bewehrungsformen aus beispielsweise Car-

² Stiglat 2004.

³ Muttoni 2012.

bonfasern hervorgegangen sind, hat sich die Ausgangslage wieder verändert. Neben der Faszination, die filigrane Tragwerke ausüben, ist es im Zeitalter der zunehmenden Ressourcenknappheit auch wieder eine wirtschaftliche Notwendigkeit geworden, sparsam mit den vorhandenen Materialien umzugehen. Aus diesem Grund ist im Massivbau aktuell eine Rückbesinnung hin zur Leichtigkeit und Formensprache früherer Tage festzustellen. Beispielhaft sei die im Jahr 2010 fertiggestellte Stahlbeton-Schale eines Einkaufszentrums in Chiasso, Schweiz, erwähnt, deren Hülle aus kurzfaserbewehrtem Spritzbeton in Kombination mit herkömmlicher Stahlbewehrung mit einer Betondicke von nur 12 cm ausgeführt wurde (Abbildung 1.2). Das Verhältnis von Spannweite L zu Bauteildicke d beträgt $L / d = 416$, was nahezu derselbe Wert wie bei der 90 Jahre zuvor hergestellten Schale des Zeiss-Planetariums in Jena ist.⁴



Abbildung 1.2: Stahlbeton-Schalentragwerk in Chiasso, Schweiz.⁵

1.2 Einflussgrößen auf die Dicke von Betonbauteilen

Das Flächengewicht von Betontragwerken wird neben der Spannweite und den äußeren Lasten durch eine Vielzahl an weiteren Faktoren beeinflusst. Für die Herstellung überdurchschnittlich filigraner Konstruktionen ist es daher nicht ausreichend, ausschließlich die Materialfestigkeit von Beton und Bewehrung in die Höhe zu treiben. Nachfolgend wird ein Überblick über die wichtigsten Einflussgrößen angeführt.

⁴ Muttoni/Lurati/Ruiz 2013.

⁵ Muttoni 2012.

1.2.1 Tragsystem und Querschnittsform

Den größten Einfluss auf den Materialbedarf und die Leichtigkeit von Bauwerken hat die Wahl des Tragsystems. Der Biegeträger mit rechteckigem Querschnitt stellt zwar aufgrund der einfachen Schalung ein beliebtes Element im Betonbau dar, allerdings verhält er sich aus mechanischer Sicht höchst ineffizient. Bogentragwerke oder aufgelöste Querschnittsformen besitzen bereits ein deutlich günstigeres Tragverhalten. Flächentragwerke eignen sich ebenfalls zur Materialreduktion, da sie die aufgebrachten Lasten über mehrere Wege abtragen. Durch Faltung können sie neben der Platten- auch die Scheibentragwirkung aktivieren und somit Biegezugspannungen und Bauteildicke zusätzlich verringern. Räumlich gekrümmte Flächentragwerke können durch entsprechende Formfindungsmethoden so entworfen werden, dass sie ihre Last überwiegend über Druck-Normalkräfte abtragen, was dem Werkstoff Beton entgegen kommt und überaus dünne Bauteile ermöglicht.

1.2.2 Herstellungsverfahren

Neben der Wahl des Tragsystems hat das Herstellungsverfahren ebenfalls großen Einfluss auf die Dicke von Betontragwerken. Bauteile aus Ortbeton haben bei gleicher Beanspruchung tendenziell größere Abmessungen als Fertigteile, „stehend“ betonierte Bauteile benötigen größere Dicken als „liegend“ betonierte. Spritzbeton ist für die Herstellung dünner bzw. räumlich gekrümmter Tragwerke ein attraktives Herstellungsverfahren, da hier auf den Bau von Negativ-Schalungen verzichtet werden kann.

1.2.3 Beton

Hochleistungsfähige Betone mit enormen Druckfestigkeiten und verlässlich einstellbaren Konsistenz-Eigenschaften begünstigen die Herstellung dünner Betonbauteile. Bei druckbeanspruchten Bauteilen führt die hohe Festigkeit zu einer deutlichen Materialersparnis gegenüber normalfestem Beton. Unter Biegung ist das Einsparungspotential allerdings deutlich geringer, weshalb das Vorspannen eine sehr materialgerechte Bewehrungsform für hochfeste Betone darstellt. Die hohe Packungsdichte von Hochleistungsbetonen wirkt sich außerdem positiv auf die Dauerhaftigkeit aus und ermöglicht eine Reduktion der Betondeckung.

1.2.4 Bewehrung

Gerippte Stabstähle sind die häufigste Bewehrungsform von Stahlbetonkonstruktionen mit einer Zugfestigkeit von rund $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$. Höhere Festigkeiten führen zwar zu einem geringeren Bewehrungsgrad, jedoch sinkt im selben Maße die Steifigkeit im gerissenen Zustand ab, weshalb deren Einsatz nur bei vorgespannten Konstruktionen zielführend ist. Seit einigen Jahren haben Bewehrungselemente aus korrosionsresistenten

und hochfesten Faserwerkstoffen wie Carbon- oder Glasfasern Einzug im Bauwesen gefunden, deren Verwendung allerdings dieselben Verformungsprobleme wie hochfeste Stahlbewehrung verursacht. Sie haben jedoch den Vorteil, dass sie weniger anfällig gegenüber aggressiven Umwelteinflüssen sind, was in Hinblick auf geringe Betondeckungen ein Vorteil ist.

1.3 Potentielle Anwendungen für dünne Betonbauteile

Es liegt im Wesen der Leichtigkeit, dass dünne Betonbauteile nicht in allen Bereichen des Massivbaues sinnvoll eingesetzt werden können. Daher erscheint es unrealistisch, dass Bauteile wie Fundamente oder Kellerwände, bei denen die Massigkeit des Betons durchaus wünschenswert ist, in Zukunft mit wenigen Zentimetern Dicke ausgeführt werden. Das größte Potential der Bauweise liegt in Anwendungen, die bisher nicht dem Betonbau zugeordnet waren. Dies können sowohl dekorative, als auch konstruktive Elemente sein, die aus mechanischer Sicht eher gering beansprucht sind. Vorgehängte Fassadenplatten aus Beton, wie jene in Abbildung 1.3, stellen in diesem Zusammenhang ein bereits etabliertes Anwendungsfeld dar. Das geringe Gewicht der Betonplatten wirkt sich in mehrerlei Hinsicht positiv auf die Wirtschaftlichkeit aus, da es die Anzahl der Verbindungsmittel reduziert und die Transportkosten senkt. Im weiteren Verlauf der Arbeit werden noch andere Anwendungsmöglichkeiten bzw. bereits realisierte Pilotprojekte vorgestellt. In diesem Zusammenhang sei auch auf ein noch laufendes, auf drei Jahre durch die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) gefördertes Projekt am Institut für Tragwerksentwurf der TU Graz verwiesen, welches in Zusammenarbeit mit dem Institut für Betonbau und dem Labor für Konstruktiven Ingenieurbau erfolgt und das Ziel hat, eine dünnwandige Schalenbauweise aus Beton-Fertigteilen zu entwickeln (Abbildung 1.4).⁶

⁶ Institut für Tragwerksentwurf 2012.

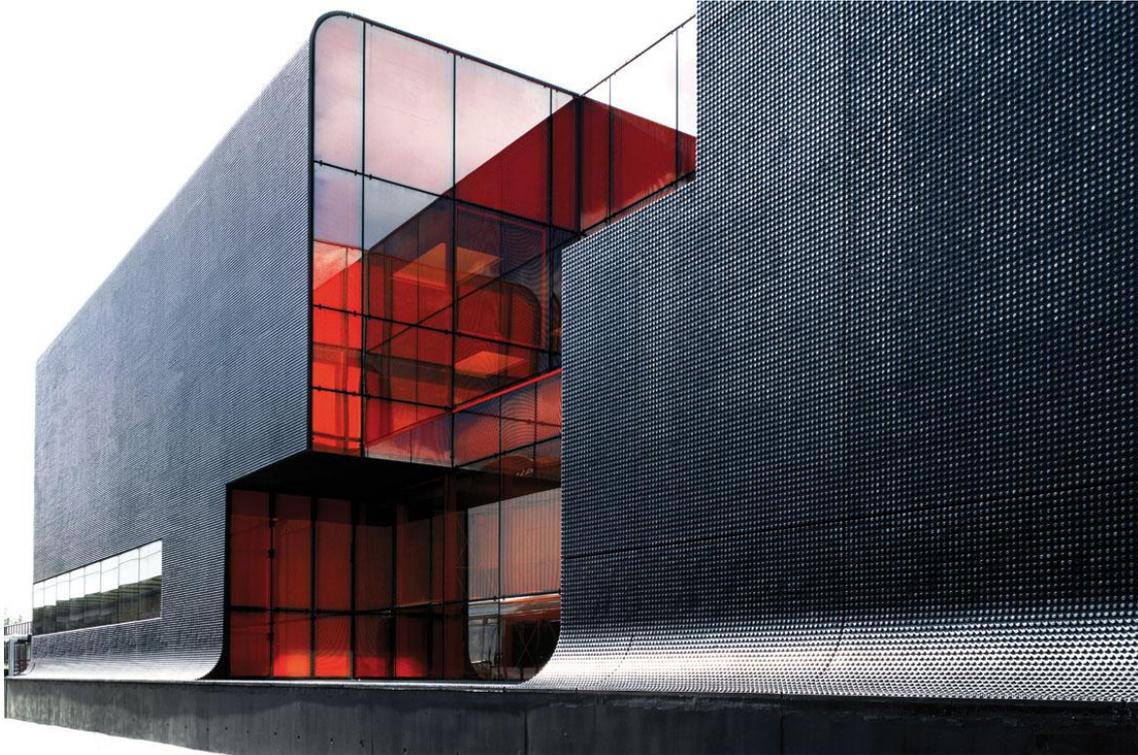


Abbildung 1.3: Vorgehängte UHPC-Fassade am Busbahnhof Thiais, Frankreich (Copyright: Benoit Fugeirol).⁷

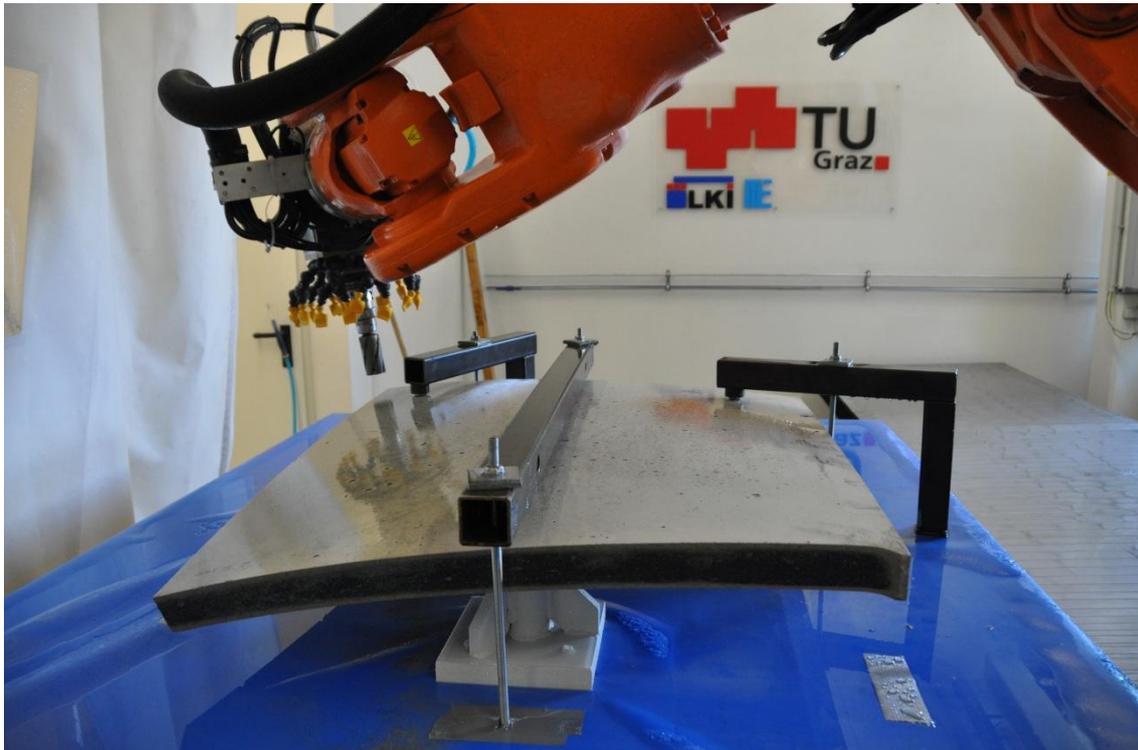


Abbildung 1.4: Nachbearbeitung gekrümmter UHPC-Fertigteile im Roboter-Design-Labor der TU Graz (Copyright: Andreas Trummer).

⁷ <http://www.archdaily.com/14493/ratp-bus-center-in-thiais-ecdm/> (Zugriffdatum: 15.04.2013).

2 Ziel und Umfang der Arbeit

Das Themengebiet der dünnen und leichten Betonkonstruktionen ist umfangreich und aufgrund der intensiven Forschungstätigkeiten der letzten Jahre mit ständig neuen Entwicklungen verbunden. Die vorliegende Arbeit beschreibt die eigenen wissenschaftlichen Beiträge zu diesem Thema, welche am Institut für Tragwerksentwurf der TU Graz zwischen den Jahren 2010 und 2014 durchgeführt wurden. Das Institut ist an der Architekturfakultät angesiedelt und durch enge Zusammenarbeit zwischen Architekten und Bauingenieuren gekennzeichnet. Deshalb werden in der Arbeit neben klassisch-ingeniurmäßigen Fragestellungen aus dem Themenbereich des Massivbaues auch neue Anwendungsmöglichkeiten und Tragwerkskonzepte für dünne und leichte Betonbauteile erforscht. Nachfolgend wird das Ziel und der Umfang der Arbeit eingegrenzt und ein Überblick über die durchgeführten Untersuchungen gegeben.

2.1 Problemstellung, Forschungsfrage und Methoden

Durch die Entwicklung hochleistungsfähiger Betone mit enormer mechanischer Festigkeit, hoher Widerstandsfähigkeit und verlässlich einstellbarer Konsistenz ist es aus betontechnologischer Sicht heute möglich, tragende Betonbauteile mit Dicken im Bereich weniger Zentimeter herzustellen. Da allerdings die Zugfestigkeit insbesondere bei ultrahochfesten Betonen nur unterproportional zur Druckfestigkeit ansteigt, muss der Werkstoff wie Normalbeton mittels zugfester Materialien bewehrt werden. Es zeigt sich, dass konventioneller Bewehrungsstahl, aber auch alleinige Stahlfaserbewehrung für dünne Betonbauteile bei tragenden Anwendungen eher ungeeignet sind. Korrosionsresistente und hochfeste Carbonfasern in Form von Textilgelegen oder CFK-Lamellen scheinen dagegen eine sehr günstige Bewehrungsform darzustellen, da sie Betondeckungen im Bereich weniger Millimeter und geringe Bewehrungsgrade zulassen. Die zentrale Forschungsfrage der vorliegenden Arbeit lautet daher, wie dünnwandige Betonbauteile mit einer Dicke von rund fünf Zentimeter mithilfe von Carbonfasern bewehrt werden sollen, um eine hohe Steifigkeit auf Gebrauchslast-Niveau, und zugleich eine hohe Tragfähigkeit und Duktilität im Bruchzustand zu erreichen?

Die Beantwortung der Forschungsfrage erfolgt anhand von Laborversuchen, die das Verbundverhalten von Carbonbewehrung und Hochleistungsbetonen bzw. das Biegetragverhalten von Carbonbeton-Platten untersuchen. Zur Verbesserung des im Vergleich zu Rippenstahl eher mäßigen Verbundverhaltens wird in dieser Arbeit der Ansatz verfolgt, durch Besanden der Bewehrungsoberfläche eine verbesserte Kraftübertragung zum umgebenden Beton zu erreichen. Neben der Untersuchung schlaff bewehrter Bauteile wird in der Arbeit auch zum ersten Mal das Tragverhalten von vorgespannten Tex-

tilbetonplatten untersucht, die mittels zentrischer Spanngliedern aus CFK-Lamellen im Spannbett vorgespannt werden. Auf Grundlage der Laborversuche wird ein Modell zur Abbildung des Tragverhaltens aufgestellt, und ein Bemessungskonzept abgeleitet. Dabei zeigt sich, dass die Tragmodelle und Bemessungsprinzipien des Stahlbetons unter Biegebeanspruchung auch auf dünne Carbonbeton-Platten übertragbar sind und eine gute Vorhersagbarkeit zulassen. Darüber hinaus wird die Anwendbarkeit der entwickelten Leichtbauweise im größeren Maßstab durch Herstellung eines Prototypens überprüft, der neben Erfahrungen hinsichtlich des geeigneten Bauverfahrens auch Erkenntnisse über die Wirtschaftlichkeit und das Langzeit-Verhalten liefert.

2.2 Erfassung des Kenntnis-Standes über Carbonbeton

Der erste Abschnitt der Arbeit umfasst die Kapitel 3 bis 5 und beschreibt den bisherigen Kenntnis-Stand über Carbon-Bewehrung und Hochleistungs-Betone im strukturellen Einsatz. Neben der Erläuterung der mechanischen Besonderheiten werden materialgerechte Bauverfahren und bereits realisierte Bauprojekte vorgestellt, sowie das Thema Brandbeständigkeit und die ökologischen Aspekte der Carbonbeton-Leichtbauweise theoretisch erörtert. Auch der Wissensstand über das Verbundverhalten von Carbonbewehrung und Hochleistungsbeton wird detailliert dargestellt, da insbesondere hohe Verbundfestigkeitswerte zur Steigerung der Leistungsfähigkeit von Carbonbewehrung beitragen.

2.3 Durchgeführte Labor-Versuche

Zur experimentellen Erforschung des Tragverhaltens dünner Carbonbeton-Bauteile wurden insgesamt 48 Laborversuche durchgeführt, die in drei Versuchsblöcke zusammengefasst sind. Sie umfassen sowohl Tastversuche zur allgemeinen Abschätzung qualitativer Materialeigenschaften, als auch anwendungsorientierte Versuche zur Bestimmung bemessungsrelevanter Kenngrößen.

2.3.1 Untersuchungen über die Eignung von CFK-Lamellen als interne Bewehrung

Der erste Versuchsblock beinhaltet insgesamt 17 Tastversuche, die in Tabelle 2.1 dargestellt sind. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag einerseits in der Erforschung des Verbundverhaltens von CFK-Lamelle und UHPC, und andererseits in der Beantwortung der Frage, ob flache CFK-Lamellen grundsätzlich als interne Bewehrung von Betonbauteilen geeignet sind. Als Beton wurde stahlfaserbewehrter UHPC verwendet.

Versuchsserie 1 beschreibt Ausziehversuche, auf deren Grundlage Aussagen über die Verbund-Festigkeit und Verbund-Arbeitslinie von CFK-Lamellen mit unterschiedlichen

Oberflächen-Rauigkeiten getroffen werden. Dabei zeigte sich, dass das Besanden der Bewehrungsoberflächen ein effektives Mittel zur Verbesserung des Verbundverhaltens darstellt.

Versuchsserie 2 untersucht das Biegetragverhalten dünner UHPC-Platten mit zentrischen CFK-Lamellen als interne Bewehrung. Die Versuche verdeutlichen, dass durch die CFK-Lamellen eine enorme Steigerung der Tragfähigkeit gegenüber einer ausschließlich stahlfaserbewehrten Variante erreicht wird, jedoch die Ausnutzung der hohen Carbon-Festigkeit mit großen Verformungen verbunden ist.

Versuchsserie 3 untersucht das Biegetragverhalten dünnwandiger T-Profile aus stahlfaserbewehrtem UHPC, die mit unterschiedlich hohen CFK-Lamellen im Bereich des Steges bewehrt sind. Aus den Versuchen ist ersichtlich, dass eine Steigerung des Carbon-Bewehrungsgrades in erster Linie zu einer Vergrößerung der Bauteil-Steifigkeit führt, während die Tragfähigkeit nur unterproportional ansteigt.

Die Ergebnisse der Tastversuche wurden bereits in Forstlechner/Peters (2012) und Schwarz (2012) veröffentlicht und werden daher in der vorliegenden Arbeit nur mehr auszugsweise in Kapitel 6 angeführt.

Tabelle 2.1: Übersicht Versuchsblock 1

	Versuchsserie 1	Versuchsserie 2	Versuchsserie 3
			
Versuchsart	Ausziehversuch	Biegeversuch	Biegeversuch
Versuchsanzahl	9	5	3
Beton	UHPC „Ceracem“	UHPC „Nanodur“	UHPC „Nanodur“
Beton-Druckfestigkeit	~ 150 N/mm ²	~ 150 N/mm ²	~ 150 N/mm ²
Plattendicke	-	2,5 cm	2,0 cm
Stahlfasergehalt	2,0 Vol.-%	1,0 Vol.-%	1,0 Vol.-%
Lamelle	Sika CarboDur S	Sika CarboDur S	SGL Sigrafil
Querschnitt	1,4 · 15 mm	1,4 · 15 mm	1,4 · 20 / 40 / 60 mm

2.3.2 Machbarkeitsstudie über die Spannbett-Vorspannung von Carbonbeton-Platten mittels CFK-Lamellen

Die Versuche des zweiten Versuchsblocks repräsentieren eine Machbarkeitsstudie über die Spannbett-Vorspannung dünner Carbonbeton-Platten mithilfe von Spanngliedern aus CFK-Lamellen. Die Studie geht auf ein Forschungsprojekt über ein Falwerk aus

dünnen Betonplatten zurück, welches durch die Baufirma Max Bögl ins Leben gerufen wurde. Die Versuche stellen einen Schwerpunkt der vorliegenden Arbeit dar und werden ausführlich in den Kapiteln 7 bis 9 erläutert.

Die Spannbett-Vorspannung von fünf Zentimeter dicken Textilbeton-Platten mithilfe von CFK-Lamellen stellt eine innovative Bewehrungsform dar, die bisher in der Literatur noch nicht beschrieben wurde. Die Vorspannung ermöglicht neben der Traglast-Steigerung eine Vergrößerung des ungerissenen Arbeitsbereiches und bewirkt aufgrund des Überdrückens auch im gerissenen Zustand eine Verbesserung der Steifigkeit. Durch die Versuche soll insbesondere die Frage geklärt werden, ob eine ausreichende Lagegenauigkeit der Lamellen und Textilgelege erzielt wird, und ob die volle Vorspannkraft über Verbund in den Beton eingeleitet wird. Darüber hinaus wird auf Grundlage der Versuche ein Modell zur Beschreibung des Biegetragverhaltens entwickelt, und ein Bemessungskonzept für schlaff bewehrte und vorgespannte Carbonbeton-Platten unter Biegebeanspruchung abgeleitet. Eine Übersicht über die insgesamt 9 Versuche ist in Tabelle 2.2 dargestellt.

Tabelle 2.2: Übersicht Versuchsblock 2

	Versuchsserie 4	Versuchsserie 5
		
Versuchsart	Schlupfmessung	Biegeversuch
Versuchsanzahl	4	5
Beton	UHPC „Nanodur“	UHPC „Nanodur“
Beton-Druckfestigkeit	~ 150 N/mm ²	~ 150 N/mm ²
Plattendicke	5 cm	5 cm
Stahlfasern	keine	keine
Lamellen	S&P Lamelle	S&P Lamelle
Querschnitt	1,4 · 80 mm	1,4 · 80 mm
Textilbewehrung	Sigratex Grid 600	Sigratex Grid 600
Anzahl Bewehrungslagen	2	2

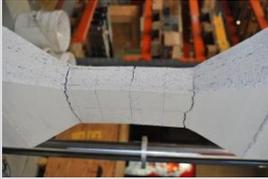
Versuchsserie 4 beschreibt Schlupfmessungen während des Einleitens der Vorspannkraft, die Aussagen über die zeitliche Entwicklung der Verbund-Arbeitslinie und über die Lasteinleitungslänge zulassen. Ergänzende Dehnungsmessungen an der Betonoberfläche in Feldmitte liefern darüber hinaus Erkenntnisse über die Höhe der eingeleiteten Vorspannkraft und über ungewollte Platten-Vorkrümmungen.

Versuchsserie 5 beschreibt 4-Punkt Biegeversuche an den vorgespannten Carbonbeton-Platten, die das Zusammenspiel der zentrischen Lamelle mit dem oberflächennahen Textilgelege untersuchen. Durch zusätzliche Prüfung einer ausschließlich textilbewehrten Vergleichsplatte wird darüber hinaus der Einfluss der Vorspannung auf das Tragverhalten ermittelt.

2.3.3 Untersuchungen über die Eignung von Carbon-Textilgelegen als rissbeschränkende Bewehrung

Der letzte Versuchsblock beinhaltet insgesamt 22 Biege- und Zug-Versuche zur Beurteilung der mechanischen Eigenschaften einer 4,5 cm dicken Textilbetonhülle aus polymermodifiziertem Spritzbeton. Die Versuche gehen mit dem Bau eines in Abschnitt 2.4 bzw. Kapitel 10 beschriebenen Prototypens einher. Die quantitativen Versuchsergebnisse bilden zusammen mit den Hersteller-Angaben Grundlage für die Festlegung der bemessungsrelevanten Kennwerte. Durch die Versuche soll insbesondere die Frage geklärt werden, ob der geringe Bewehrungsgrad der Betonhaut eine ausreichende Nachriss-Festigkeit erzielt, um der Konstruktion ein ausreichendes Verformungsvermögen zu verleihen.

Tabelle 2.3: Übersicht Versuchsblock 3

	Versuchsserie 6	Versuchsserie 7
		
Versuchsart	Zugversuch	Biegeversuch
Versuchszahl	12	10
Beton	Mapegrout Tissotropico	Mapegrout Tissotropico
Druckfestigkeit	> 60 N/mm ²	> 60 N/mm ²
Plattendicke	4,5 cm	4,5 cm
Stahlfasern	keine	keine
Textilbewehrung	ARMO Mesh 200/200	ARMO Mesh 200/200
Anzahl Bewehrungslagen	2 bzw. 3	2

Versuchsserie 6 beschreibt zentrische Zugversuche mit 2- bzw. 3-lagig bewehrten Probekörpern, die zeigen, dass das Verformungsvermögen und die Zugtragfähigkeit trotz des geringen Bewehrungsgrades im Vergleich zu einer unbewehrten Variante enorm gesteigert wird.

Versuchsserie 7 beschreibt 4-Punkt Biegeversuche an Plattenstreifen, welche die rissverteilende Wirkung der Bewehrung bzw. das große Verformungsvermögen ebenfalls bestätigen. Außerdem wird durch die Versuchsserie nachgewiesen, dass ein Bewehrungsstoß von 30 cm eine ausreichende Übergreifungslänge für das untersuchte Textilgelege darstellt.

2.4 Umgesetzte prototypische Anwendung

Neben den beschriebenen Laborversuchen wurde in der vorliegenden Arbeit ein zweiter Schwerpunkt in den Bau einer prototypischen Anwendung gelegt. Der Prototyp soll einerseits die baupraktische Anwendbarkeit der Carbonbeton-Leichtbauweise im größeren Maßstab überprüfen, und andererseits Erkenntnisse über das Langzeitverhalten und die Dauerhaftigkeit liefern. Bei dem realisierten Objekt handelt es sich um eine frei geformte Textilbeton-Schwimminsel an der Neuen Donau in Wien, deren Entwicklungsprozess detailliert in Kapitel 10 beschrieben ist (Abbildung 2.1).



Abbildung 2.1: Schwimminsel Neue Donau.

3 Grundlagen über Carbonbewehrung

Wie in diesem Kapitel dargestellt wird, ist Carbon ein vielversprechendes Bewehrungsmaterial zur Realisierung dünner Betonbauteile, und kann als Faserverbundwerkstoff in sehr unterschiedlichen Formen hergestellt werden. Neben CFK-Bewehrungsstäben („carbo-rods“) und Carbon-Kurzschnittfasern („carbo-sticks“) sind insbesondere flächenhafte Carbon-Textilgelege („carbo-grids“) eine günstige Bewehrungsform für dünne Betonplatten, weshalb der Schwerpunkt der Arbeit auch auf diesen liegt. An textilen Bewehrungsformen wird insbesondere in Deutschland seit Ende der 1990er Jahre intensiv geforscht, wobei die von der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) geförderten Sonderforschungsbereiche an der TU Dresden (SFB 528) und RWTH Aachen (SFB 532) bereits umfangreiche Erkenntnisse liefern konnten.^{1,2}

3.1 Unterschiede zwischen Stahlbeton, Faserbeton und Textilbeton

Stahlbeton, Faserbeton und Textilbeton beruhen auf dem Prinzip, dass der Beton zum Abtrag der Druck- und die Bewehrung zum Abtrag der Zugkräfte eingesetzt werden. Trotzdem unterscheiden sich die drei Verbundwerkstoffe in ihrem Tragverhalten und der Bemessungsphilosophie deutlich. Die Konstruktionsweise des Stahlbetons ist darauf ausgelegt, dass der Beton den Stahl dauerhaft vor Korrosion schützt und dadurch Abplatzungen und ein Freilegen der Bewehrung verhindert. Da die Carbonatisierung des Betons nahe der Oberfläche zu einem Verlust des Korrosionsschutzes führt, muss aus Gründen der Dauerhaftigkeit eine ausreichende Deckung eingehalten werden. Zahlreiche Schadensfälle haben dazu geführt, dass die normgemäße Mindestbetondeckung kontinuierlich angestiegen ist und gemäß Eurocode EN 1992-1-1 mittlerweile bis zu 50 mm beträgt. Große Betondeckungen haben allerdings den Nachteil, dass sie den inneren Hebelarm und somit die Effizienz des Bauteils verringern. Bei 5,0 cm dicken Platten und einer Betondeckung von 2,5 cm beträgt die statisch nutzbare Höhe nur mehr 50 % der Gesamt-Bauteilhöhe, woraus ersichtlich ist, dass hier konventioneller Bewehrungsstahl an die Grenzen der Anwendbarkeit stößt.

Kurzfasern aus hochfestem Stahl und Längen im Bereich weniger Zentimeter stellen eine mögliche Alternative zu Bewehrungsstahl dar. Sie weisen ein deutlich günstigeres Korrosionsverhalten auf, da sie einen geringeren Sprengdruck erzeugen und keine Betonabplatzungen verursachen. Oberflächennahe Korrosion verursacht daher keine Ge-

¹ Deutsche Forschungsgemeinschaft 1999/1.

² Deutsche Forschungsgemeinschaft 1999/2.

führung der Tragsicherheit, lediglich das Erscheinungsbild kann aufgrund von Rostverfärbungen beeinflusst werden. In Österreich und Deutschland liegen noch kein Normen vor, es gibt aber bereits technische Richtlinien, die den Wissensstand abbilden, wie die „Richtlinie Faserbeton“ der Österreichischen Vereinigung für Beton und Bautechnik (OVBB) aus dem Jahre 2008, oder die „Richtlinie Stahlfaserbeton“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau aus dem Jahre 2010, die in Deutschland 2011 bauaufsichtlich eingeführt wurde.^{3, 4, 5}

Der grundlegende Unterschied zwischen Stab- und Faserbewehrung liegt in dem Umstand, dass die Kurzfasern aufgrund des Mischprozesses zufällig im Beton orientiert und verteilt sind. Darin liegt einerseits das größte Potential der Bewehrungsart, gleichzeitig werden aber auch die technischen Grenzen festgelegt. Bei gleichmäßiger Durchmischung erreichen die Fasern praktisch jeden Winkel eines Bauteils, was optimal für Tragwerke mit komplexem bzw. schwer vorhersagbarem Lastabtrag ist. Bei Tragstrukturen mit stark ausgeprägtem Lastabtrag in einer Richtung stellt diese Eigenschaft dagegen eine Ineffizienz dar. Eine weitere Eigenschaft, die Faserbeton von Stahlbeton unterscheidet, ist dessen Versagensmechanismus, denn der Bruchzustand ist aufgrund der kurzen Faserlänge in der Regel durch ein Ausziehen der Fasern aus der Betonmatrix gekennzeichnet. Dieser Umstand wirkt sich aufgrund der großen Bruchdehnungen positiv auf die Duktilität von Faserbeton-Bauteilen aus, stellt jedoch gleichzeitig auch eine Effizienzminderung dar, da die Faser-Festigkeit nicht in vollem Umfang ausgenutzt wird.

Eine wichtige Kenngröße bei der Beurteilung des mechanischen Tragverhaltens von Faserbeton stellt der kritische Fasergehalt V_{krit} dar, der mit der Mindestbewehrung von Stahlbeton verglichen werden kann. Wird dieser unterschritten, ist der Faserbeton bei Erreichen der Beton-Zugfestigkeit nicht in der Lage, weitere Kräfte aufzunehmen, und es kommt zum schlagartigen Versagen in Form eines einzigen Sammelrisses. Wird der kritische Bewehrungsgrad V_{krit} jedoch überschritten, kann eine Nachriss-Festigkeit mit Mehrfach-Rissbildung aktiviert werden, wie es von Stahlbeton bekannt ist (siehe Abbildung 3.1). Die Bestimmung der Nachriss-Festigkeit zur Festlegung von Bemessungskennwerten ist allerdings problematisch, da sie neben dem Fasergehalt von einer Vielzahl an weiteren Faktoren abhängt, wie Faserlänge, Faserform, Beton-Zusammensetzung, Querschnittsform oder Gießrichtung. Aufgrund der hohen Streuungen ist es in der Regel erforderlich, die bemessungsrelevanten Kenngrößen mittels zerstörender Prüfverfahren an Bauteil-Probeausschnitten zu ermitteln, was mit einem erheblichen wirtschaftlichen und zeitlichen Aufwand verbunden ist. Neben Stahlfasern gibt es auch alternative Kurzfasermaterialien aus Kunststoffen, Glas- oder auch Carbon-

³ Holschemacher 2011, S. 62 - 63.

⁴ Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik 2008.

⁵ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2010.

fasern. Diese erreichen zwar nicht die Leistungsfähigkeit von Stahl, allerdings erscheint deren Einsatz insbesondere in Hinblick auf die Weiterverwendung von Materialresten durchaus sinnvoll.

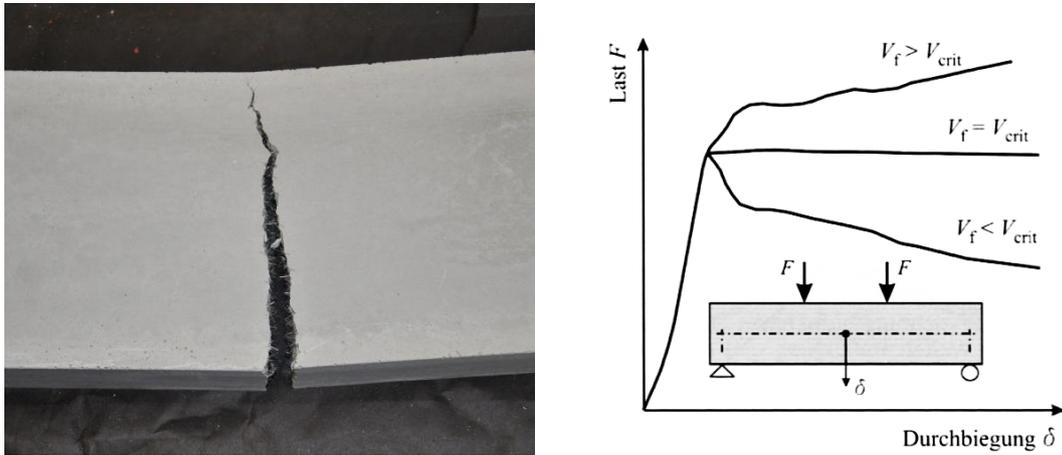


Abbildung 3.1: Sammelriss bei unterkritischem Fasergehalt (links) bzw. Last-Verformungsverhalten von Faserbeton in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades (rechts).⁶

Stäbe und Gitter aus Faserwerkstoffen wie Glas oder Carbon stellen eine weitere Alternative zum Bewehren dünner Betonbauteile dar, die insbesondere in aggressiven Umgebungen aufgrund der Korrosionsbeständigkeit Vorteile besitzen. Feine Textilgelege haben sich hier als besonders geeignet herausgestellt, da sie aufgrund des geringen Bewehrungsquerschnitts Betondeckungen im Bereich weniger Millimeter ermöglichen. Textilbewehrung wird wie Stabstahl in Oberflächennähe eingebaut und dem Kraftfluss entsprechend orientiert. Da alle Dimensionen vereinfacht ausgedrückt um eine Zehnerpotenz kleiner sind, wird der Werkstoff auch als „miniaturisierter Stahlbeton“ bezeichnet. Das Versagen von Textilbeton ist in der Regel nicht durch ein schlagartiges Reißen der Bewehrung, sondern durch ein Ausziehen aus dem Beton aufgrund von lokalem Verbundversagen gekennzeichnet (siehe Abbildung 3.2). Dieses duktile Versagensmuster, ähnlich zu Faserbeton, ist auf die mäßigen Verbundeigenschaften der glatten Rovings zurückzuführen und hat zur Folge, dass die Bewehrungsfestigkeit nicht in vollem Umfang ausgenutzt wird. Für Textilbewehrung liegen noch keine Bemessungsnormen oder bauaufsichtliche Zulassungen vor, allerdings gibt es bereits Sachstandsberichte seitens des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau und des RILEM Technical Committee.^{7,8,9}

⁶ Holschemacher 2011, S. 43.

⁷ Curbach 1998.

⁸ Brameshuber 2006.

⁹ Curbach/Jesse 2009.

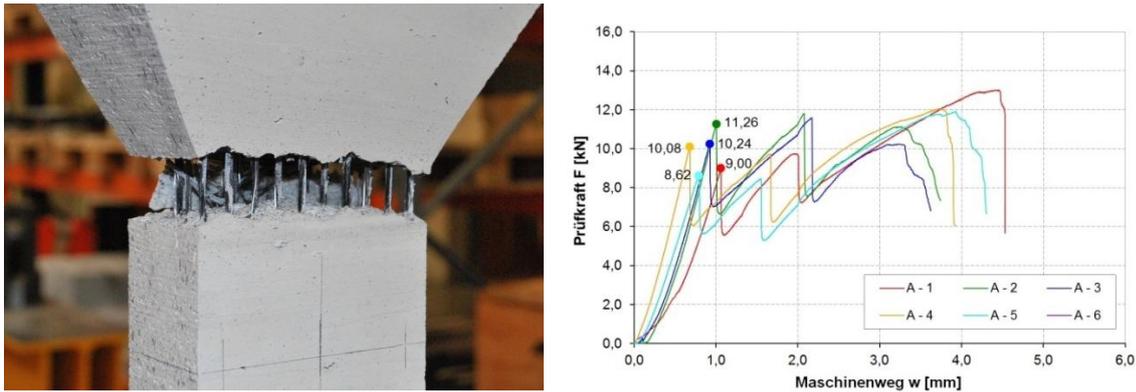


Abbildung 3.2: Bruchstelle eines Textilbeton-Probekörpers unter zentrischem Zug (links) bzw. dazugehöriges Last-Verformungsdiagramm (rechts).¹⁰

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass für die Herstellung dünner Bauteile sowohl Textil- als auch Faserbeton sinnvoll erscheint, insbesondere dort, wo Stahlbeton aufgrund seiner Massigkeit nicht effizient eingesetzt werden kann. Faserbeton hat jedoch den Nachteil, dass Orientierung und Verteilung der Kurzfasern im Beton schwer vorhersagbar sind, weshalb dessen Einsatz für hoch-belastete Bauteile als ausschließliche Bewehrungsform problematisch erscheint. Textilbeton wiederum hat den Nachteil, dass die Ausnutzung der hohen Faserfestigkeit mit großen Verformungen verbunden ist, wodurch ein wirtschaftlicher Einsatz ebenfalls erschwert wird. Dieses Problem kann allerdings durch Vorspannen der Carbonbewehrung gelöst werden, wie im Rahmen dieser Arbeit noch aufgezeigt wird.

3.2 Eigenschaften von Textilbewehrung

3.2.1 Fasern

Die hohe Festigkeit von Faserwerkstoffen beruht auf einem Effekt, der bereits in den 1920er Jahren vom britischen Ingenieur Arnold Griffith entdeckt wurde. Er stellte fest, dass Zugfestigkeit von Glasfaser-Bündeln mit abnehmender Faserdicke signifikant ansteigt, was darauf zurückzuführen ist, dass der Faser-Durchmesser die Größe der Fehlstellen festlegt, und Faserbündel somit viele kleine über die Länge verteilte Fehlstellen aufweisen. Außerdem ist die Faser-Orientierung in Längsrichtung umso stärker, je dünner die Fasern sind, was ebenfalls zur Festigkeitssteigerung beiträgt. Der Maßstabeffekt ist demzufolge kein Einzelphänomen von Glasfasern, sondern tritt bei allen Fasermaterialien auf, also auch bei Carbon- oder Aramid-Fasern. Eine weitere Besonderheit von Faserwerkstoffen ist der Umstand, dass ihre mechanischen Eigenschaften in hohem Maße von der Anzahl der betrachteten Fasern abhängen. Während Zugversuche an Einzelfasern ihre Materialfestigkeit liefern, ergeben sich bei Prüfungen an Rovings oder

¹⁰ Forstlechner u.a. 2014.

Textilstrukturen sogenannte Bündel-Festigkeiten, die immer kleiner als die Filament-Festigkeiten selbst sind (siehe Abbildung 3.3). Dies ist auf die ungleiche Spannungsverteilung der Fasern innerhalb des Roving-Querschnitts bzw. der textilen Struktur zurückzuführen.¹¹

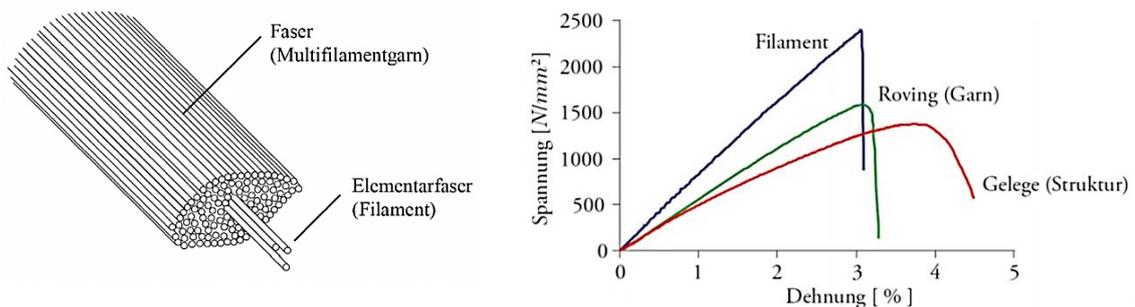


Abbildung 3.3: Aufbau eines Rovings (links) bzw. Zugverhalten von Faserwerkstoffen in Abhängigkeit des betrachteten Maßstabs (rechts).^{12, 13}

Für die Herstellung von Textilbewehrung werden üblicherweise Rovings verwendet, die aus 1.000 bis 24.000 Einzelfasern zusammengefasst sind. Die Angabe der Roving-Querschnittsfläche erfolgt entweder über die Anzahl der Einzelfasern, oder über die Feinheit des Rovings in der Maßeinheit *tex*, was dem Fasergewicht in Gramm pro 1000 m Länge entspricht. Beispielsweise besitzt ein 12k-Roving aus 12.000 Filamenten und einem Filament-Durchmesser von $0,6 \mu\text{m}$ eine Querschnittsfläche von $0,34 \text{ mm}^2$, und eine 800 *tex* Carbonfaser mit einer Wichte von $1,80 \text{ g/cm}^3$ eine Querschnittsfläche von $0,44 \text{ mm}^2$. Es gibt mittlerweile ein großes Spektrum an Fasern, sowohl aus natürlichen, als auch künstlichen Materialien. Trotzdem haben sich bisher nur wenige für eine Anwendung als Betonbewehrung geeignet herausgestellt, da sie sowohl dem alkalischen Milieu des Betons standhalten, als auch resistent gegenüber Korrosion und anderen zersetzenden Prozessen sein müssen. Darüber hinaus müssen ihre mechanischen Eigenschaften wie E-Modul und Zugfestigkeit möglichst hoch sein und die Materialkosten einen wirtschaftlichen Einsatz zulassen. Es hat sich gezeigt, dass Fasern aus alkaliresistentem Glas (AR-Glas) und Carbon das größte Potential für einen Einsatz als Betonbewehrung besitzen.

AR-Glasfasern werden im Düsenzieh-Verfahren hergestellt, indem Glasschmelze aufgrund ihres Eigengewichts durch wenige Millimeter dünne Düsenbohrungen in einer Platin-Spinnplatte nach unten abgezogen wird. Bei Abzugsgeschwindigkeiten von 30 - 50 m/s entsteht eine nahezu fehlerfreie Faseroberfläche, die den Glasfilamenten bei 12 - 25 μm Durchmesser eine Festigkeit von ca. $f_{\text{Faser}} = 2.500 \text{ N/mm}^2$ verleiht. Ein typisches Glasfaser-Roving besteht aus 800, 1.600 oder 2.000 Filamenten. Von den verschiedenen

¹¹ Griffith 1920.

¹² Jesse/Curbach 2010, S. 464.

¹³ Lepenies 2007, S. 9.

verfügbaren Ausgangsmaterialien für Carbonfasern ist für den Einsatz als Textilbewehrung das leistungsfähige anisotrope Polyacrylnitril (PAN) interessant, welches in einem mehrstufigen Prozess bei Temperaturen bis 1400 °C zu HT-Carbonfasern umgewandelt wird. HT steht hierbei für High Tenacity bzw. auch High Tensity, was hohe Zähigkeit bzw. hohe Zugfestigkeit bedeutet. Auf diese Weise können Fasern mit einem Durchmesser von 6 - 9 µm, und einer Festigkeit von ca. $f_{Faser} = 4.200 \text{ N/mm}^2$ hergestellt werden. Zur Verbesserung der Stabilität und Transport-Eigenschaften werden sowohl Glas- als auch Carbonfasern während des Herstellungsprozesses mit einer Schlichte versehen, deren Zusammensetzung von der späteren Verwendung abhängt. Die Schlichte beeinflusst maßgeblich den mechanischen Verbund zwischen Matrix und Faseroberfläche und ist qualitätsbestimmend. Bei einer Matrix aus Thermoplasten wie Polyamid werden üblicherweise Polyester- und Epoxidharzschichten verwendet, bei Duroplasten sind Polyurethanschichten geläufig.¹⁴

Tabelle 3.1: Eigenschaften verschiedener Fasermaterialien für Textilbeton im Vergleich zu Baustahl.¹⁵

Kenngröße	Einheit	BSt 550	AR-Glas	Carbon
Festigkeit	MPa	550	2.500	4.200
E-Modul	GPa	200	74 - 80	240
Fließdehnung	‰	2,17	-	-
Bruchdehnung	‰	50	35	18
Dichte bei 20 °C	g/cm ³	7,9	2,7 - 2,8	1,8
Wärmeausdehnung bei 20 °C	10 ⁻⁶ K ⁻¹	12	9,1	- 0,1 (längs)
Filament-Durchmesser	µm	-	12 - 25	7
Filamente je Garn	Stück	-	800 - 2.000	12.000 - 50.000
Feinheit	tex	-	640 - 2.400	800 - 3.500
Bewehrungsdurchmesser	mm	6 - 36	~ 1 - 2	~ 1 - 2,5
Querschnittsfläche je Stab/Garn	mm ²	28 - 615	0,2 - 0,9	0,4 - 1,9
Kosten	€/kg	~ 1 - 1,5	~ 4 - 5	~ 20 - 30
Tragfähigkeit	kN/€/m	42 - 64	36 - 46	37 - 56

Wie in Tabelle 3.1 dargestellt ist, liegt der Preis für 1 kg HT-Carbonfasern etwa beim 4- bis 6-fachen von AR-Glasfasern. Trotzdem kann der Einsatz von Carbonfasern wirtschaftlich sinnvoll sein, denn der Dichte-Unterschied der beiden Materialien reduziert den Preis von Carbon bereits um den Faktor 1,5. Zudem besitzen Carbonfasern etwa die doppelte Festigkeit, und die Langzeit-Festigkeit der AR-Glasfasern ist nicht absolut,

¹⁴ Jesse/Curbach 2010.

¹⁵ Curbach/Jesse 2009.

sondern sinkt mit dem Alter. Nach heutigem Wissensstand muss dieser Effekt bei einer Lebensdauer von 50 bis 80 Jahren mit einem Festigkeits-Abschlag von etwa 50 % berücksichtigt werden. In der letzten Zeile der Tabelle 3.1 ist daher die Tragfähigkeit in kN pro investiertem Euro Materialkosten für einen 1 m langen Stab aus Stahl, Glas- und Carbonfasern dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass Bewehrung aus Carbonfasern nicht teurer als aus Stahl oder Glasfasern ist, sofern deren hohe Festigkeit ausgenutzt wird.

3.2.2 Beschichtung

Die Rovings von Textilbewehrung werden in der Regel mit einer Matrix versehen, um die Fasern gegenüber äußeren Einwirkungen zu schützen und die Steifigkeit zu erhöhen. Dabei wird begrifflich zwischen „Beschichtung“ und „Imprägnierung“ unterschieden. Beschichtung bezeichnet einen formlosen Stoff, der auf die Oberfläche appliziert wird und nur die äußeren Filamente erreicht. Eine Imprägnierung dagegen füllt den Raum zwischen den Filamenten vollständig aus. Dies ist bei Textilbewehrung allerdings nur schwer zu erreichen, da die Rovings nach dem Weben stark kompaktiert sind und das Imprägnierungsmaterial nur schwer eindringt. Als Beschichtungsmaterial kommen hauptsächlich Styrolbutadien-Latex und Epoxidharz zu Einsatz. Mit der Beschichtung wird der Verbund zwischen den einzelnen Filamenten bzw. zwischen Beton und Roving eingestellt, was unmittelbar die Leistungsfähigkeit der Textilbewehrung beeinflusst. Je größer der Imprägnierungsgrad ist, desto gleichmäßiger ist auch die Spannungs-Verteilung innerhalb des Rovings, und desto größer die maximal aufnehmbare Kraft (siehe Abbildung 3.4).

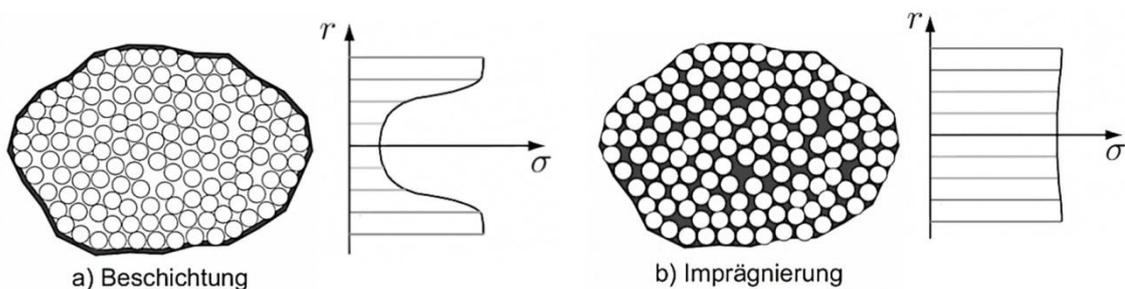


Abbildung 3.4: Spannungs-Verteilung in beschichteten bzw. imprägnierten Rovings.¹⁶

Untersuchungen an der TU Dresden haben gezeigt, dass durch entsprechendes Beschichten die aufnehmbare Zugspannung der Textilbewehrung fast verdreifacht werden kann gegenüber einer unbeschichteten Variante. Epoxidharz-getränkte Fasern weisen dabei eine fast doppelt so hohe Maximalspannung wie Styrolbutadien-getränkte Gelege auf. Dies ist auf die bessere Imprägnierungswirkung von Epoxidharz zurückzuführen, die allerdings zugleich mit einer Versprödung des Textils verbunden ist. In der eigenen Arbeit wird darüber hinaus der Ansatz untersucht, den Verbund zwischen Bewehrung

¹⁶ Curbach/Jesse 2010, S. 484.

und Beton durch zusätzliches Besanden der Oberfläche zu verbessern (siehe Kapitel 6).¹⁷

3.2.3 Halbzeuge

Von den zahlreichen in Abbildung 3.5 dargestellten textilen Halbzeugen kommen für Textilbeton nur solche in Frage, die eine ausreichende Maschenweite besitzen. Zur Vermeidung von Umlenk-Kräften sollten die Fäden in geraden Bahnen verlaufen und eine ausreichende Steifigkeit aufweisen. Nähgewirkte Gelege mit einer Mindest-Öffnungsweite in der Höhe des 3-fachen Garn- bzw. Größtkorn-Durchmessers haben sich für Textilbewehrung am geeignetsten herausgestellt. Verfahrensbedingt wird bei Textilien zwischen den Kett-Fäden in Herstellungsrichtung, und den Schuss-Fäden normal zur Herstellungsrichtung unterschieden. Diese können unterschiedliche mechanische Eigenschaften aufweisen, weshalb bemessungsrelevante Kennwerte in beiden Richtungen ermittelt werden sollten. Im Moment liegen noch keine bauaufsichtlichen Zulassungen für Carbon-Textilbewehrung vor, wenngleich entsprechende Verfahren am Laufen sind.

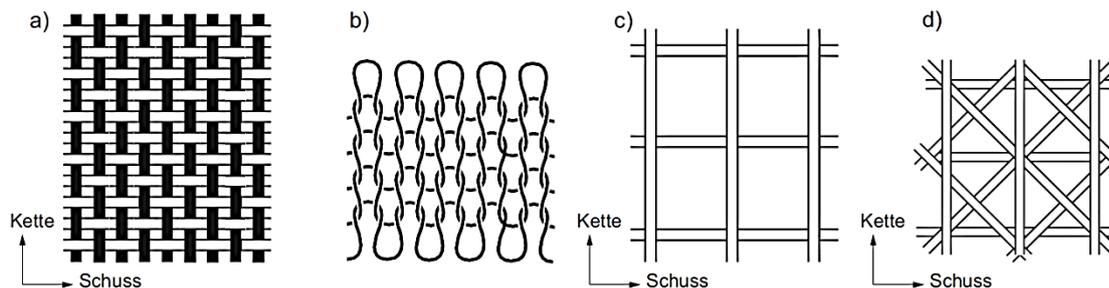


Abbildung 3.5: Schematische Darstellung der gebräuchlichsten textilen Halbzeuge: a) Gewebe, b) Gestrick, c) biaxiales Gelege, d) multiaxiales Gelege.¹⁸

3.3 Geeignete Betonier-Verfahren

3.3.1 Handlaminieren und Spritzen

Das lagenweise Laminieren von Hand ist das Herstellungsverfahren mit dem geringsten technischen Aufwand. Dabei wird zuerst der Beton mittels Kelle aufgetragen, und anschließend die textile Bewehrung in den frischen Beton eingedrückt. Die minimale Dicke der Betonschicht liegt im Bereich weniger Millimeter und wird in erster Linie durch den Größtkorn-Durchmesser des Betons bestimmt. Da bei diesem Verfahren nur ein begrenztes Maß an Verdichtungsenergie eingebracht werden kann, müssen spezielle Beton-Rezepturen verwendet werden, um ein homogenes und dichtes Betongefüge zu

¹⁷ Kulas u.a. 2011, S. 272.

¹⁸ Jesse/Curbach 2010, S. 481.

erreichen. Alternativ kann das Auftragen des Betons auch im Spritzverfahren mit niedrigem Druck erfolgen.

3.3.2 Gießen

Die Herstellung von Textilbeton ist auch im Gießverfahren möglich. Dabei ist die Verwendung von Distanzhaltern und möglichst steifen Textilien vorteilhaft, um die feine Bewehrung bei Einbringen des Betons nicht aus ihrer Lage zu rücken. Hohe Eigensteifigkeiten können durch Verwendung dreidimensionaler Gelege bzw. durch entsprechende Beschichtungen erreicht werden. Die Fixierung der Bewehrung ist auch unter dem Aspekt notwendig, dass Carbon aufgrund seines geringen spezifischen Gewichts das Bestreben hat, im nassen Beton an die Oberfläche aufzusteigen.

3.3.3 Pumpen

Wenn aufgrund der Bauteilgeometrie oder des optischen Erscheinungsbildes auf große Öffnungen in der Schalung verzichtet werden muss, kann der Beton auch in die geschlossene Schalung gepumpt werden. Die Herausforderung besteht neben der sicheren Lagefixierung der Bewehrung vor allem in der vollständigen Verfüllung des Schalungsraumes, da der Verlauf der Betonage im Regelfall nicht optisch kontrolliert werden kann.

3.4 Ausgeführte Anwendungsbeispiele

3.4.1 Bauwerksverstärkung mit Textilbeton

Der Einsatz von Textilbeton zur nachträglichen Ertüchtigung von Stahlbetontragwerken wurde im Rahmen des Forschungsschwerpunktes SFB 528 „Textile Bewehrung zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung“ an der TU Dresden bereits intensiv erforscht und an realen Bauwerken erprobt. Beispielhaft sei die 2008 durchgeführte Verstärkung einer im Jahr 1903 erbauten und historisch wertvollen Tonnenschale in Zwickau erwähnt. Dabei wurden ca. 800 m² textile Carbon-Bewehrung mit einer Garnfeinheit von 800 tex verarbeitet. Für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde eine charakteristische Bewehrungs-Zugfestigkeit von $f_{tex,k} = 1.600 \text{ N/mm}^2$, eine Bruchdehnung von $\varepsilon_{tex,u} = 8 \text{ ‰}$, und ein Material-Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{tex} = 3,2$ angesetzt. Der Beton wurde mit Schichtdicken von nur 3 mm im Spritzverfahren aufgebracht und lagenweise bewehrt. Durch die Verstärkungsmaßnahme konnte eine Erhöhung der

Systemtragfähigkeit in der Größenordnung von 25 % gegenüber der unverstärkten Variante erreicht werden (siehe Abbildung 3.6).¹⁹



Abbildung 3.6: Verstärkung einer Tonnenschale in Zwickau.²⁰

3.4.2 Brückenbauwerke aus Textilbeton

Die mit 97 m derzeit längste Textilbeton-Brücke der Welt befindet sich in Albstadt-Lautlingen (Baden-Württemberg) in der Nähe der Firma Groz-Beckert und wurde durch das Institut für Massivbau der RWTH Aachen entwickelt (siehe Abbildung 3.7). Die Brücke besteht aus vier aneinandergereihten Einfeldträgern mit Spannweiten zwischen 12 m und 17 m, und erscheint aufgrund der geringen Bauhöhe von nur 43 cm sehr schlank. Der 3,2 m breite Querschnitt ist als siebenstegiger Plattenbalken ausgeführt, wobei die vorgefertigten Träger in Längsrichtung mittels Stahl-Monolitzen vorgespannt und zusätzlich mit gerippten GFK-Stäben bewehrt sind. Zur Minimierung der Rissbreiten und zur Aufnahme oberflächennaher Zugkräfte wurde eine flächige AR-Glas-Textilbewehrung verwendet, welche zur Erhöhung der Steifigkeit in Epoxidharz getränkt wurde.²¹

¹⁹ Schladitz u.a. 2009.

²⁰ Ehlig u.a. 2012, S. 779.

²¹ Hegger/Goralski/Kulas 2011.



Abbildung 3.7: Textilbetonbrücke in Albstadt-Lautlingen (Copyright: Groz-Beckert).²²

3.4.3 Raumabschließende Bauteile aus Textilbeton

Das erste, ausschließlich textilbewehrte Flächentragwerk wurde 2012 an der RWTH Aachen hergestellt. Dabei handelt es sich um einen Pavillon, der aus vier schirmförmigen Schalen besteht und in Anlehnung an eine historische Stahlbetonschale von Felix Candela entworfen wurde (siehe Abbildung 3.8 und Abbildung 3.9). Jede Schale weist eine Grundrissfläche von $7 \cdot 7$ m, und eine minimale Betondicke von nur 6 cm bei 12 Lagen Bewehrung auf. Als Textil wurde ungetränktes Carbon-Gelege verwendet mit einer Roving-Feinheit von 800 tex und Achsabstände von 8,3 mm in Hauptrichtung bzw. 7,7 mm in Querrichtung. Das Gelege besitzt eine flache und offene Garnstruktur, wodurch eine gute Einbindung in den umgebenden Feinbeton und somit eine hohe Verbundwirkung erreicht werden konnte. Als Beton kam ein Feinkornbeton mit Größtkorn-Durchmesser von 0,8 mm zur Anwendung, der zusätzlich mit Kurzfasern aus AR-Glas bewehrt wurde. Die Bemessungswerte wurden anhand zentrischer Zug- und Biegeversuche ermittelt. Durch die statistische Auswertung konnten charakteristische Werte bestimmt werden, die unter Berücksichtigung eines Teilsicherheitsbeiwertes von $\gamma_{tex} = 1,5$ je nach Beanspruchungsart (Zug bzw. Biegung) und Beanspruchungsrichtung (Kette bzw. Schuss) Bemessungs-Zugfestigkeiten zwischen $f_{tex,d} = 6,9 - 8,7$ N/mm² ergaben.²³

²² <http://structurae.de/fotos/210833-fussgaengerbruecke-albstadt-lautlingen> (Zugriffsdatum: 30.09.2014).

²³ Scholzen/Chudoba/Hegger 2012.

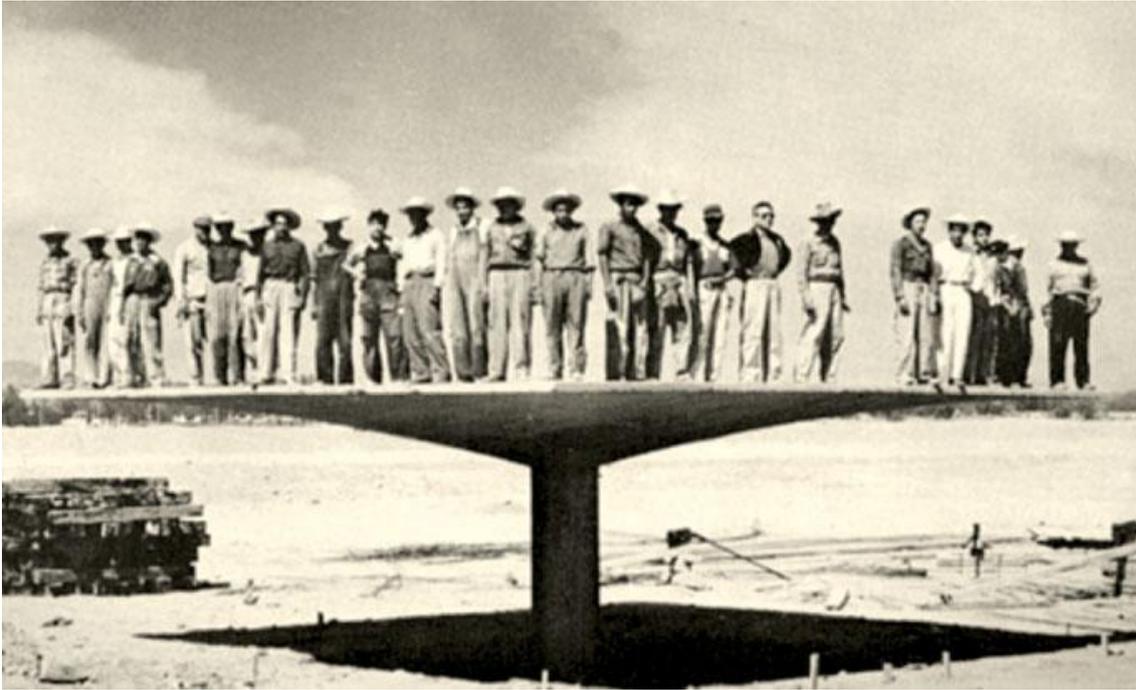


Abbildung 3.8: Experimental-Schalentragwerk des spanischen Architekten Félix Candela (1953).²⁴



Abbildung 3.9: Textilbeton-Pavillon an der RWTH Aachen (Copyright: Scribble Medienproduktion).²⁵

²⁴ Scholzen/Chudoba/Hegger 2012, S. 767.

²⁵ <http://www.scribble-medienproduktion.de> (Zugriffsdatum: 30.09.2014).

4 Grundlagen über Hochleistungsbeton

Aufgrund der Entwicklungsfortschritte der letzten Jahre ist im Betonbau aktuell eine Tendenz hin zu immer höheren Festigkeiten festzustellen. Mit praxisüblichen Ausgangsstoffen und Verarbeitungsverfahren können mittlerweile auch auf der Baustelle Druckfestigkeiten von rund 150 N/mm² erreicht werden, und im Werk sind mittels Wärme-Nachbehandlung sogar Werte deutlich über 200 N/mm² möglich. Die Festigkeitssteigerung wird in erster Linie durch Reduktion des Wasser-Zement Wertes erreicht (siehe Abbildung 4.1) und hat zur Folge, dass hochfeste Betone zugleich auch eine große Widerstandsfähigkeit gegenüber Umwelteinflüssen besitzen. Da in vielen Anwendungen die Dauerhaftigkeit das wichtigste Kriterium darstellt, werden hochfeste Betone auch als „Hochleistungsbetone“ bezeichnet. Normativ wird in Eurocode EN 1992-1-1 zwischen Normalbeton, der die Festigkeitsklassen C 8/10 bis C 50/60 umfasst, und hochfestem Beton unterschieden, der die Festigkeitsklassen C 55/67 bis C100/115 umfasst. Alle darüber hinausgehenden Festigkeitsklassen werden als ultra-hochfeste Betone bzw. Ultra-Hochleistungsbetone bezeichnet. Aufgrund der uneinheitlichen Nomenklatur wird in dieser Arbeit die Bezeichnung Ultra-Hochfester Beton durch das englische Akronym UHPC („Ultra-High Performance Concrete“) abgekürzt, welches sich auch in der deutschsprachigen Literatur etabliert hat.¹

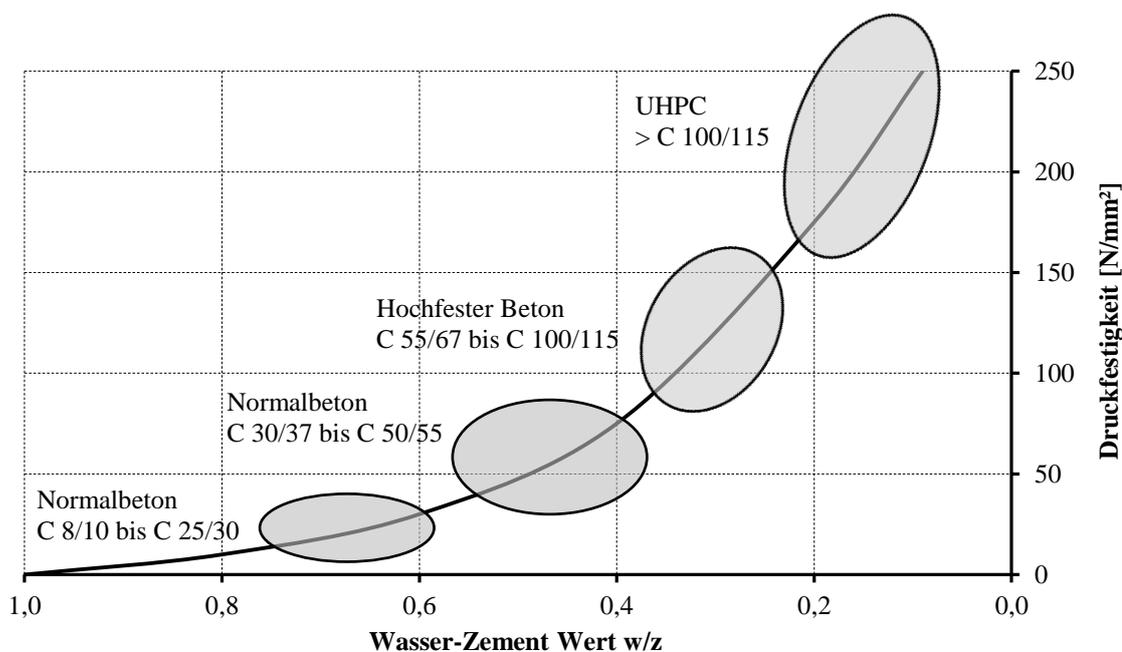


Abbildung 4.1: Spektrum der Beton-Druckfestigkeiten in Abhängigkeit des Wasser-Zement-Wertes.²

¹ König/Tue/Zink 2001, S. 307 - 310.

² König/Tue/Zink 2001, S. 308.

In Deutschland dürfen mittlerweile Betone bis zu einer Güte von C 80/95 ohne bauaufsichtliche Zustimmung verarbeitet werden, die darüber hinausgehenden Festigkeitsklassen C 90/105 und C 100/115 benötigen aufgrund der noch geringen Erfahrungswerte eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung oder Zustimmung im Einzelfall. Hochfeste Betone kommen überwiegend bei Fertigteilen zum Einsatz, bei Transportbeton deckt normalfester Beton bis zur Güte C 50/60 in der Regel die Anforderungen auf der Baustelle ab. Ultra-hochfeste Betone sind noch nicht durch Normen erfasst, allerdings liegt in Deutschland seit 2007 ein Sachstandsbericht des Deutschen Ausschusses für Stahlbetonbau vor, der den bisherigen Wissensstand abbildet. In Frankreich (AFGC/SETRA), Japan (JSCE-USC) und der Schweiz (prSIA 2052) liegen ebenfalls bereits technische Richtlinien vor, die den Einsatz von stahlfaserbewehrtem UHPC regeln. Große Erkenntnisgewinne konnte außerdem das Schwerpunktprogramm „SPP 1182: Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC)“ der Deutschen Forschungsgemeinschaft (DFG) liefern, das zwischen 2005 bis 2012 gefördert wurde, und an dem insgesamt 15 Universitäten in Deutschland beteiligt waren.^{3, 4, 5, 6, 7}

4.1 Historische Entwicklung

Hochfeste Betone haben in Deutschland eine lange Tradition, denn bereits Mitte des 20. Jahrhunderts konnten unter Laborbedingungen Druckfestigkeiten bis zu 140 N/mm² erreicht werden. Lange Zeit stagnierten allerdings die unter Baustellenbedingungen erreichbaren Beton-Druckfestigkeiten bei ca. 50 N/mm², da eine Verarbeitung des Betons bei niedrigerem w/z-Wert nicht möglich war. Zwei wesentliche Verbesserungen brachten in den 1970er Jahren den Durchbruch zur Anwendung von Hochleistungsbetonen: Zum einen wurde in Japan und Deutschland entdeckt, dass organische Fließmittel die Verarbeitbarkeit des Betons auch bei niedrigem Wasser-Zementgehalt zulassen, und zum anderen wurde erkannt, dass Silika-Staub, dessen Partikelgröße 30 bis 100 Mal kleiner Zement ist, als Beton-Zusatzstoff eine sehr dichte Packung der Struktur ermöglicht.⁸

Die ersten baupraktischen Anwendungen von UHPC entstanden in den 1980er Jahren in Dänemark, als die Firma Densit hochbelastete Industriefußböden und Verkehrsflächen aus UHPC herstellte, und in den Niederlanden, wo ein hochbeanspruchtes Brückendeck durch Auftrag einer dünnen Schicht aus UHPC erneuert wurde. Die marktreife Weiterentwicklung von UHPC fand in Frankreich in den 1990er Jahren statt, als das Bauunter-

³ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008.

⁴ AFGC/SETRA 2002.

⁵ JSCE-USC 2008.

⁶ prSIA-2052 2014.

⁷ Deutsche Forschungsgemeinschaft 2005.

⁸ König/Tue/Zink 2001, S. 307 - 310.

nehmen Bouygues gemeinsam mit dem Baustoffhersteller Lafarge und dem Chemieunternehmen Rhodia das Produkt „Ductal“ entwickelte. Mittlerweile ist die Zusammensetzung von Ductal allgemein bekannt und es gibt auch zahlreiche alternative Hersteller von UHPC, wie beispielsweise die Firma Sika mit dem Produkt „Ceracem“, oder die Firma Dyckerhoff mit „Nanodur“.⁹

4.2 Mechanische Eigenschaften

4.2.1 Frischbeton

Da UHPC hauptsächlich bei dünnwandigen Bauteilen zur Anwendung kommt, wird er durch ausreichende Zugabe von Fließmitteln in sehr fließfähiger Konsistenz hergestellt. Er verhält sich in flüssigem Zustand als visko-elastischer Stoff, der aufgrund seiner hohen Packungsdichte ein deutlich klebrigeres und zäheres Verhalten als selbstverdichtender Normalbeton besitzt (Abbildung 4.2).



Abbildung 4.2: Flüssiger UHPC nach dem Mischvorgang.

Trotzdem kann mit UHPC ein nahezu selbstverdichtendes und sedimentationsstabiles Verhalten erreicht werden, was insbesondere bei Verwendung von Kurzfaserbewehrung von Relevanz ist. Für Druckfestigkeiten über 200 N/mm^2 sind zusätzliche Verdichtungsmethoden wie Rüttelflasche oder Rütteltisch erforderlich. UHPC lässt sich mit Betonpumpen fördern oder mit Kübeln einbringen, und an die Schalung sind die glei-

⁹ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 8 - 9.

chen Anforderungen wie bei selbstverdichtendem Beton gestellt. Aufgrund der Klebrigkeit des Frischbetons ist die Herstellung glatter, abgezogener Oberflächen problematisch und bei unsachgemäßer Nachbehandlung besteht die Gefahr, dass es zur Bildung unebener Oberflächen kommt, die als „Elefantenhaut“ bezeichnet werden.¹⁰

4.2.2 Festbeton

Wie aus Abbildung 4.3 ersichtlich ist, tritt bei Beton mit zunehmender Festigkeit eine Abnahme des plastischen Verformungsvermögens auf. Bei UHPC ist die Arbeitslinie bereits durch ein nahezu linear-elastisches Verhalten gekennzeichnet. Ab einer Zylinder-Druckfestigkeit von ca. $f_{ck} = 90 \text{ N/mm}^2$ ist das Versagen spröde und explosionsartig, weshalb in der Regel Stahlfasern zur Sicherstellung einer ausreichenden Nachrissfestigkeit dem Beton beigemischt werden. Der E-Modul von UHPC beträgt ca. $E_c = 45.000 - 55.000 \text{ N/mm}^2$ und nimmt somit nur unterproportional mit der Druckfestigkeit zu. Die Bruchdehnung beträgt ca. $\varepsilon_{cu} = 3,5 - 4,5 \text{ ‰}$, und die Querdehnzahl liegt mit $\nu_c = 0,2$ in der Größenordnung von Normalbeton. Ultra-hochfeste Betone bis zu einer Druckfestigkeit von ca. $f_{ck} = 150 \text{ N/mm}^2$ benötigen keine Nachbehandlung und besitzen dadurch ein günstiges Verhältnis zwischen Druckfestigkeit und Wirtschaftlichkeit, weshalb der Fokus dieser Arbeit auch auf diesem Festigkeitsbereich liegt. Außerdem erscheint eine Wärmebehandlung in Hinblick auf Carbon-Bewehrung ungeeignet, da die unterschiedlichen Wärmeausdehnungs-Koeffizienten von Carbon und Beton Zwangsbeanspruchungen hervorrufen.¹¹

Die zentrische Zugfestigkeit von UHPC beträgt ohne Faserzugabe $f_{ctm} = 7 - 10 \text{ N/mm}^2$ und verhält sich wie bei Normalbeton sehr spröde. Im ansteigenden Ast der Arbeitslinie haben Stahlfasern zwar keinen nennenswerten Einfluss auf das Tragverhalten, nach Überschreiten der Bruchdehnung aktivieren sie allerdings eine Nachrissfestigkeit, die ein duktileres Versagen mit hohem Verformungsvermögen ermöglicht. Die Biegezugfestigkeit von UHPC beträgt ca. $f_{ctm,fl} = 7 - 17 \text{ N/mm}^2$ und kann durch Zugabe von 2,0 Vol.-% Stahlfasern auf Werte zwischen $f_{ctm,fl} = 15 - 40 \text{ N/mm}^2$ erhöht werden. Bei sehr dünnen Bauteilen kommt es in der Regel zur Ausrichtung der Fasern in Längsrichtung, was sich positiv auf die Zugfestigkeit in Längsrichtung auswirkt.¹²

¹⁰ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 49 - 54.

¹¹ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 61 - 71.

¹² Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 61 - 71.

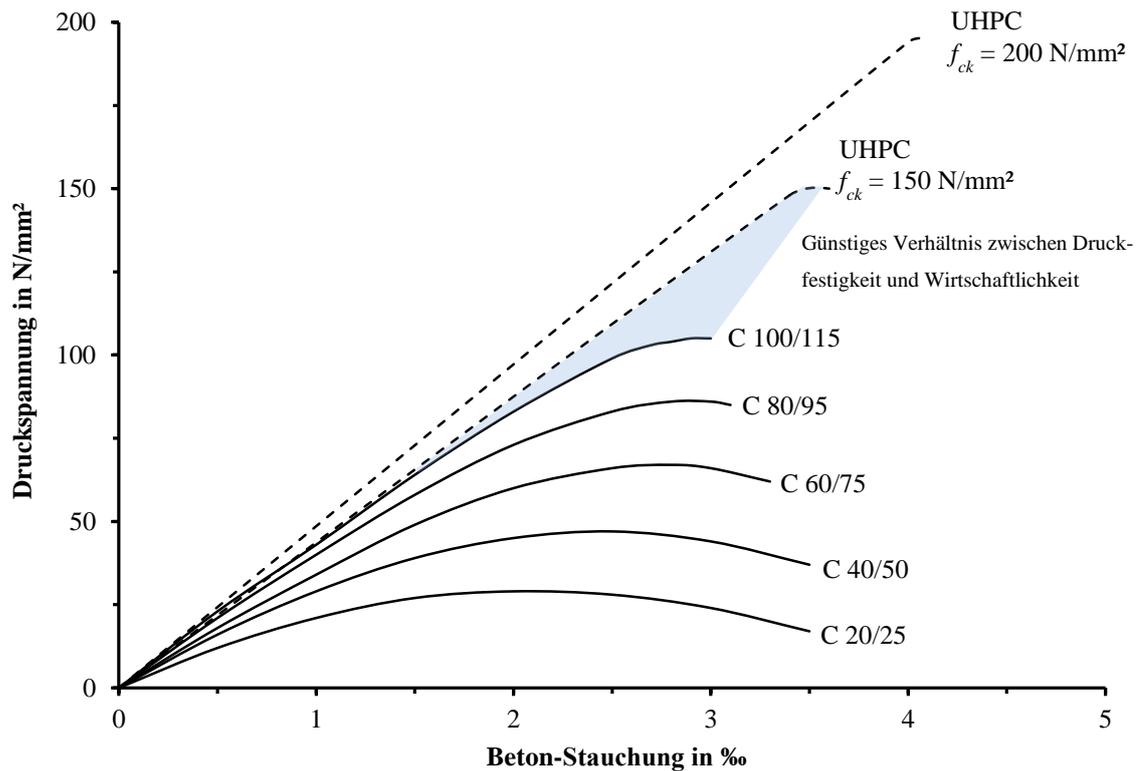


Abbildung 4.3: Arbeitslinie unterschiedlicher Beton-Festigkeitsklassen unter Druckbeanspruchung.

4.2.3 Zeitabhängige Effekte

Aufgrund des zunehmenden Zementanteils weisen hochfeste Betone auch ein erhöhtes autogenes Schwindmaß auf, das bei Verformungsbehinderung während des Erhärtens zu Zugspannungen und Rissen führt. Durch entsprechende Betonrezepturen kann das autogene Schwinden reduziert werden, wohingegen die Zugabe von Stahlfasern keinen nennenswerten Einfluss auf das Schwindmaß besitzt. Der Anteil des Trocknungsschwindens nimmt bei zunehmender Festigkeit ab und kann durch Wärmebehandlung zu einem großen Teil vorweggenommen werden. Das Kriechvermögen nimmt mit steigendem Zementgehalt zu und kann ebenfalls durch Wärme-Nachbehandlung reduziert werden. Der Übergang zwischen linearem und nicht-linearem Kriechen liegt bei ca. 50 - 60 % der Festigkeit. Dauerhafte Druckspannungen im Bereich des nichtlinearen Kriechens führen zu überproportionalen Kriechverformungen und sind daher zu vermeiden.¹³

4.2.4 Dauerhaftigkeit

Die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks stellt sicher, dass die gewünschten Eigenschaften während der Lebensdauer nicht durch planmäßige Beanspruchungen und Umweltbelastungen negativ beeinflusst werden. Der Permeabilitätskoeffizient ist ein Maß für die Dichtigkeit eines Stoffes und stellt eine Möglichkeit zur Quantifizierung der Dauerhaf-

¹³ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 72 - 76.

tigkeit von Beton dar. Untersuchungen an der Uni Kassel ergaben für wärmebehandelten UHPC C 200 einen Permeabilitätskoeffizienten von $1 \cdot 10^{-19}$, und für wassergelagerten UHPC einen Permeabilitätskoeffizienten von $8 \cdot 10^{-19}$. Die Werte für hochfesten Beton C 100/115 bzw. normalfesten Beton C 35/45 lagen im Vergleich dazu um den Faktor 40 bzw. 60 darunter.¹⁴

Die Carbonatisierungstiefe ist eine weitere Eigenschaft zur Quantifizierung der Dauerhaftigkeit von Beton. Sie nimmt mit der Zeit zu und nähert sich asymptotisch einem Endwert, der von den Umweltbedingungen, der Beton-Zusammensetzung und der Nachbehandlung abhängt. Bei Normalbeton beträgt sie mehrere Zentimeter, während sie bei hochfestem Beton bereits im Millimeter-Bereich liegt. Bei UHPC-Proben, die drei Jahre lang der Witterung ausgesetzt waren, wurden Werte zwischen 1,5 - 2,5 mm gemessen. Daraus ist ersichtlich, dass auch die Carbonatisierungstiefe mit zunehmender Festigkeit abnimmt, wenngleich die Leistungssteigerung nicht so ausgeprägt wie bei der Permeabilität ist.¹⁵

4.3 Wirtschaftliche Aspekte

Die Kosten von UHPC liegen deutlich über jenen von Normalbeton, was neben den höheren Materialkosten auch auf den steigenden Überwachungsaufwand zurückzuführen ist. 1 m³ faserbewehrter UHPC kosten gegenwärtig zwischen 900 - 1300 € und ist somit ca. 10 Mal so teuer wie Normalbeton, dessen Preis zwischen 60 - 160 € pro m³ liegt. Wenn man bedenkt, dass die Druckfestigkeit von UHPC in der Größenordnung von Stahl liegt, relativiert sich der Preis allerdings, denn die Kosten von Baustahl betragen ca. 6000 € pro m³. Darüber hinaus sind die Beton-Ausgangsstoffe im Vergleich zu Stahl nur geringen Preis-Schwankungen unterlegen, was sich positiv auf die Preis-Sicherheit auswirkt. Bei faserbewehrtem UHPC ist zu berücksichtigen, dass die Kurzfasern samt Überwachungsaufwand einen beträchtlichen Anteil an den Gesamtkosten ausmachen. Bei einem Stahlfaser-Gehalt von 2,0 Vol.-% betragen die Kosten der Faserbewehrung alleine ca. 400 € pro m³ Beton. Da UHPC-Konstruktionen oftmals vorgespannt sind und ohne schlaffe Bewehrung auskommen, fallen auf der anderen Seite die Kosten für das Einbauen des Bewehrungsstahls weg.

Obwohl UHPC deutlich teurer als Normalbeton ist, kann der Werkstoff bei einer materialsparenden Konstruktionsweise mit anderen Baustoffen konkurrieren. In Tabelle 4.1 und Abbildung 4.4 und wurden dazu vier Träger aus unterschiedlichen Materialien und mit gleicher Momenten-Tragfähigkeit gegenübergestellt. Dabei zeigt sich, dass der UHPC-Träger sogar geringere Herstellungskosten als die Variante aus Stahl und Normalbeton aufweist. Da das Gewicht des UHPC- und Stahl-Trägers deutlich unter den

¹⁴ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 81 - 82.

¹⁵ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 81 - 82.

anderen liegt, ergeben sich darüber hinaus Kosteneinsparungen bei Transport, Montage und Rückbau.

Tabelle 4.1: Gegenüberstellung von vier Trägern gleicher Momenten-Tragfähigkeit.¹⁶

Kenngröße	UHPC	Stahl	Spannbeton	Stahlbeton
Höhe	37 cm	35 cm	70 cm	70 cm
Breite	32 cm	30 cm	35 cm	60 cm
Gewicht	140 kg/m	112 kg/m	467 kg/m	530 kg/m
Preis	30 €/m	33 €/m	26 €/m	33 €/m



Abbildung 4.4: Vier Träger gleicher Momenten-Tragfähigkeit aus UHPC, Stahl, Spannbeton und Stahlbeton (von links nach rechts).¹⁷

4.4 Ökologische Aspekte

4.4.1 CO₂-Emission

Zement, der die Grundlage für die Herstellung von Beton bildet, ist nach Wasser der am meisten durch den Menschen verbrauchte Stoff. Im Jahr 2007 betrug die weltweite Zementproduktion rund 2,8 Giga-Tonnen, wobei China im Moment der mit Abstand größte Verbraucher ist und mehr als 50 % des gesamten weltweiten Zements produziert. Der Zementverbrauch ist deshalb von großer Klima-Relevanz, weil bei der Herstellung erhebliche Mengen an Kohlendioxid (CO₂) freigesetzt werden. Wichtigster Bestandteil des konventionellen Zements ist der Portlandzementklinker. Zu seiner Herstellung wird Kalkstein gebrochen und gemahlen. Das Kalkmehl wird mit Mergel oder Ton vermischt

¹⁶ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 10.

¹⁷ Bouygues 1998.

und bei 1450 °C zu Klinker gesintert. Beim dem Prozess wird durch Wärmezufuhr Calciumcarbonat CaCO_3 zu Calciumoxid CaO und CO_2 umgewandelt. Insgesamt und unter zusätzlicher Berücksichtigung der zum Zerkleinern und Mahlen benötigten Energie wurden im Jahr 2005 pro Tonne Zement im globalen Mittel ca. 0,85 Tonnen CO_2 emittiert, was einem weltweiten Gesamtausstoß CO_2 von rund 2,5 Giga-Tonnen bzw. 8 % der gesamten anthropogenen CO_2 -Emissionen entspricht. Die hohe CO_2 -Emission kann einerseits durch Reduktion der biogenen Brennstoffe im Herstellungsprozess, und andererseits durch Substitution des Portlandzements erreicht werden, was mithilfe von Zuschlagstoffen wie Hüttensand, Kalkstein oder Flugasche möglich ist.¹⁸

Neben der Entwicklung umweltschonender Herstellungstechnologien durch die Zementindustrie liegt es auch in der Verantwortung von Architekten und Tragwerksplanern, durch materialsparende und dauerhafte Tragkonstruktionen den CO_2 -Ausstoß der Bauindustrie zu reduzieren. Im Jahr 2012 betrug die Zementproduktion in Deutschland ca. 32 Mega-Tonnen, die sich gemäß Tabelle 4.2 auf die verschiedenen Anwendungsgebiete aufteilen. Die spezifische CO_2 -Emission betrug ca. 0,60 Tonnen CO_2 pro Tonne Zement, wobei in Österreich eine ähnliche Situation vorliegt. Demzufolge könnten bereits durch eine Zementeinsparung von 20 % ca. 4 Mega-Tonnen CO_2 jährlich in Deutschland eingespart werden gegenüber der anthropogenen Gesamtemission von ca. 800 Mega-Tonnen pro Jahr.¹⁹

Tabelle 4.2: Zement-Anwendungsgebiete in Deutschland (2006).²⁰

Einsatzgebiet		Anteil an der Zementmenge
Ortbeton	Hochbau	41,4 %
	Tiefbau	14,5 %
Betonfertigteile	Straßen- und Landschaftsbau	16,4 %
	konstruktive Fertigteile	7,7 %
	sonstige	7,0 %
Putz, Mörtel, Estrich		5,6 %
Diverse	Hochbau	2,8 %
	Tiefbau	4,5 %

In der Forschung herrscht einhellig die Meinung, dass durch dünnwandige UHPC-Konstruktionen der CO_2 -Ausstoß im Vergleich zu Normalbeton reduziert werden kann. Der Energiebilanz-Vergleich zwischen konventionellem Stahlbeton und dünnwandigem

¹⁸ Banse 2011, S. 267 - 278.

¹⁹ Statista 2012.

²⁰ Banse 2011, S. 267.

UHPC zeigt, dass hochwertige Betone zwar einen größeren volumsbezogenen Zement- bzw. CO₂-Verbrauch aufweisen, jedoch auf das Tragwerk betrachtet einen geringeren Zement- und somit CO₂-Verbrauch verursachen. Eine derartige Studie wurde erstmalig bei der Bewertung verschiedener Varianten einer Fußgängerbrücke in Sherbrooke, Kanada, durchgeführt (Tabelle 4.3) und bildete die Entscheidungsgrundlage für die ausgeführte UHPC-Variante (Abbildung 4.5).²¹

Tabelle 4.3: Vergleich dreier Ausführungsvarianten der Fußgängerbrücke in Sherbrooke hinsichtlich der Umweltverträglichkeit.²¹

Kenngröße	Normal-Beton	Hochfester Beton	Ultrahochfester Beton
Äquivalente Dicke	50 cm	40 cm	15 cm
Volumen	126 m ³	100 m ³	33 m ³
Zementgehalt	330 kg/m ³	450 kg/m ³	700 kg/m ³
Zuschlagverbrauch	225 t	170 t	60 t
Zementverbrauch + CO ₂ Emission	44 t	48 t	28 t



Abbildung 4.5: Fußgängerbrücke in Sherbrooke, Quebec, Kanada.²²

Neben den CO₂-Einsparungen in der Herstellung liegt die eigentliche Stärke des Werkstoffes UHPC in dem geringen Unterhaltungsaufwand während der Nutzungsdauer. Eine Variantenstudie im Zuge der Herstellung der Gärtnerplatzbrücke in Kassel ergab, dass bei Betrachtung über den gesamten Lebenszeitraum eine Brücke aus UHPC um 200 Tonnen weniger CO₂ emittiert als eine Variante aus vorgespanntem Normalbeton,

²¹ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 9.

²² Federal Highway Administration 2013, S. 58.

was einer CO₂-Reduktion um mehr als die Hälfte entspricht. Auch die tatsächlich ausgeführte Brücke in UHPC-Stahl-Verbundbauweise weist bereits einen deutlich reduzierten CO₂-Verbrauch auf (siehe Abbildung 4.6).²³

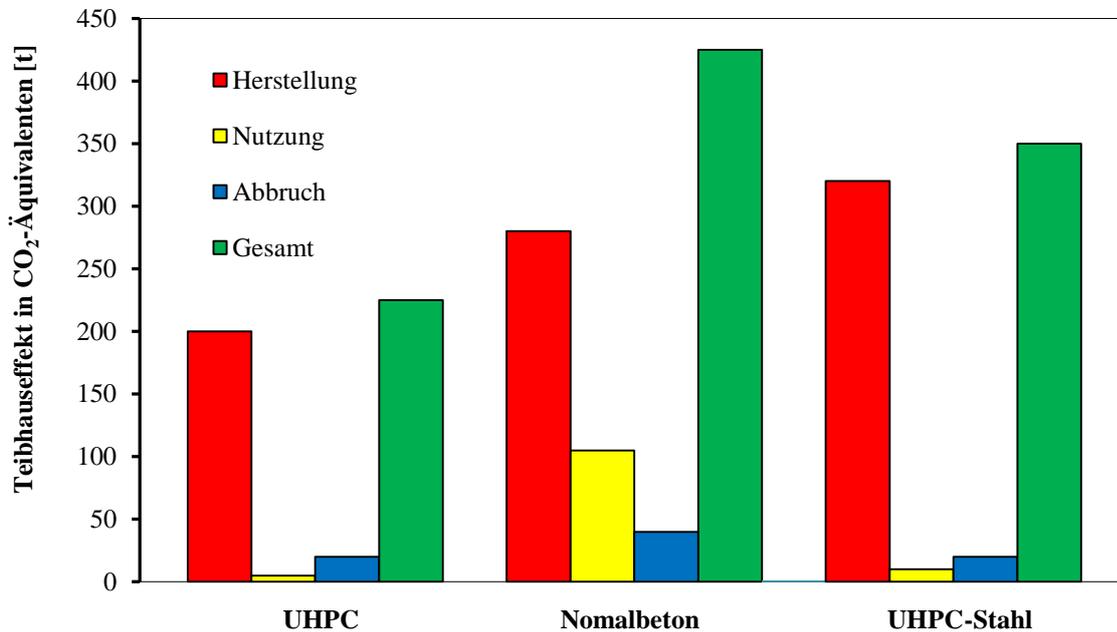


Abbildung 4.6: Belastung der Atmosphäre durch unterschiedliche Bauweisen für die Gärtnerplatzbrücke. Der rechte (grüne) Balken zeigt jeweils die Gesamtbelastung während der Lebensdauer an.²⁴

4.4.2 Recycling

Neben den hohen mechanischen Kennwerten und der langen Lebensdauer drückt sich die Leistungsfähigkeit von Baumaterialien und Konstruktionsweisen auch dadurch aus, inwieweit das Material und Bauwerk am Ende wiederverwertet werden kann. Effizientes Recycling hat sowohl ökologische, als auch wirtschaftliche Vorteile, denn es senkt den Einsatz an primären Rohstoffen und die Kosten für Abfall-Deponierung. Das Recycling von Beton ist im Straßenbau bereits weit fortgeschritten und ermöglicht eine nahezu vollständige Wiederverwertung des Betonabbruchs. Im Hochbau ist die Wiederverwertung allerdings problematisch, da das Abbruchmaterial einen höheren Verunreinigungsgrad aufweist und somit die Qualität und Einsatzmöglichkeiten verringert. Hier bewirkt das Recycling in erster Linie eine Verlangsamung des Materialdurchsatzes und eine Reduktion des deponierungsbedürftigen Abfalls.²⁵

Nach dem Abbruch einer Stahlbeton-Konstruktion werden die mineralischen Bestandteile vom Bewehrungsstahl getrennt, zerkleinert und nach Sieblinien unterteilt. Die recycelten Gesteinskörnungen können sowohl in ungebundener Form als Schüttmaterial eingesetzt werden, sofern sie für Boden und Grundwasser keine Gefahr darstellen, als

²³ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 21.

²⁴ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 21.

²⁵ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2001, S. 139.

auch als Zuschlag für sogenannten Recycling-Beton (RC-Beton), dessen Einsatz in Deutschland durch die DAfStb-Richtlinie „Beton nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 mit rezyklierten Gesteinskörnungen nach DIN EN 12620“ geregelt wird. Das Angebot an recycelten Gesteinskörnungen für die Betonherstellung reicht allerdings bestenfalls aus, um kleinere Mengen des Bedarfs zu decken. Bei der Verwendung ist zu berücksichtigen, dass insbesondere die kleinen Gesteinsfraktionen Anteile von Zement aufweisen und die Betoneigenschaften dadurch beeinflussen.²⁶

Das Recycling von UHPC ist grundsätzlich möglich, jedoch ist der Energie-Aufwand zum Brechen der Betonstruktur aufgrund der höheren Festigkeit deutlich größer. Darüber hinaus erschweren der hohe Zementanteil und der kleinen Zuschlagstoffe eine Trennung von Gestein und Zement. Da der Anteil von UHPC am gesamten Beton-Abbruch derzeit verschwindend gering ist, darf angezweifelt werden, ob das Recycling von UHPC im Moment wirtschaftlich und ökologisch sinnvoll ist. Auch das Recycling von Faserbeton ist deutlich aufwendiger als von stabstahlbewehrtem Beton, da das duktile Nachrissverhalten der feinen Fasern ein Trennen der Bewehrung vom Beton erschwert.²⁷

Carbon-Verbundwerkstoffe bestehen aus organischen, nicht nachwachsenden Rohstoffen und zählen somit zu den *nicht globalrecyclingfähigen Stoffen*. Ihr Einsatz ist daher im Sinne des kreislaufgerechten Bauens grundsätzlich negativ zu bewerten. Es gibt jedoch Aspekte, welche die im Moment intensiven Forschungstätigkeiten hinsichtlich des Einsatzes von Carbon als Beton-Bewehrung rechtfertigen. Zum einen wirkt sich die Dünnwandigkeit und Dauerhaftigkeit von Carbonbeton-Fertigteilen positiv auf die gesamtenergetische Betrachtung aus, die neben dem reinen Herstellungsaufwand inklusive Transport auch die Unterhaltung und den Rück- bzw. Neubau berücksichtigt. Zum anderen ermöglicht der Einsatz von Textilbeton in der Ertüchtigung eine Verlängerung der Lebensdauer bestehender Tragwerke, was aus ökologischer und wirtschaftlicher Sicht ebenfalls positiv zu bewerten ist. Darüber hinaus ist es denkbar, dass die im Moment entwickelten Konstruktionsprinzipien für dünnwandige Betonbauteile mit Carbon-Bewehrung mittelfristig auch auf ökologisch verträglichere Materialien übertragen werden können.²⁸

Da Carbon-Fasern im Verbund mit anderen Materialien eingesetzt werden, ist eine sortenreine Trennung schwierig und das Material muss in der Regel für die Weiterverwertung zerkleinert werden. Produktionsabfälle im Herstellungsprozess können zu hochwertigen Kurzfasern umgewandelt werden, die beispielsweise als Betonbewehrung einsetzbar sind. Das Recycling-Material von gebrauchten Bauteilen kann dagegen nur

²⁶ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 1996, S. 175 - 181.

²⁷ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 1996.

²⁸ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2001.

mehr für untergeordnete Anwendungen verwendet werden, da der Verunreinigungsgrad in der Regel hoch ist und das Zerkleinerungsverfahren zu Schäden an den Fasern führt. Bei Faserverbundwerkstoffen mit spröden Matrices besteht die Möglichkeit, Fasern und Matrix vollständig zu trennen, indem der Verbundwerkstoff mittels Hammermühle zerschlagen wird. Inwieweit solche Verfahren auch zum Trennen von Beton und Textilbewehrung geeignet sind, muss erst erforscht werden. Als letzter Schritt können organischen Fasern und Matrices auch verbrannt werden, wenngleich dies bei Carbon aufgrund der hohen thermischen Resistenz aufwendig ist. Mit speziellen Verfahren ist es theoretisch auch möglich, nur einzelne Komponenten abzubauen und so Faser- und Matrixwerkstoffe zu trennen.²⁹

4.5 Brandverhalten

Betone werden nach ÖNORM EN 13501-1 der *Baustoffklasse A1* zugeordnet und zählen somit zu den *nicht-brennbaren Stoffen*. Allerdings ruft die Erwärmung im Brandfall innere Spannungen im Beton hervor, die mit steigender Temperatur zum Verlust der Steifigkeit und Festigkeit führt. Betone mit höheren Festigkeiten weisen ein deutlich schlechteres Brandverhalten als Normalbeton auf, da sie aufgrund des dichteren Gefüges einen geringeren Feuchte-Transport zulassen, was hohe Poren-Drücke und explosionsartige Abplatzungen zur Folge hat. Zur Vermeidung dieser temperaturbedingten Abplatzungen hat sich die Zugabe von Polypropylen-Fasern bewährt, die nach dem Schmelzen Kanäle im Beton freilegen und einen Abbau des Wasserdampfdrucks ermöglichen. Die Zugabe von Stahlfasern dagegen bewirkt keine nennenswerte Verbesserung der Brandbeständigkeit. Der konstruktive Brandschutz von Stahlbetontragwerken aus normal- und hochfestem Beton ist mittlerweile durch Eurocode EN 1992-1-2 geregelt. Ultra-hochfeste Betone sind darin nicht erfasst.^{30, 31}

Das Brandverhalten von Beton mit Bewehrung aus faserverstärkten Kunststoffen (FVK) ist ebenfalls noch nicht durch Normen erfasst und es liegen erst wenige Bauteilversuche vor. Grundsätzlich ist das Verhalten von FVK-Bewehrung unter Temperaturbelastung schlechter als von Stahl-Bewehrung zu beurteilen, wobei die ablehnende Haltung in erster Linie auf die niedrige Glas-Übergangstemperatur der Polymermatrix und den damit verbundenen Verlust der Zug- und Verbundfestigkeit zurückzuführen ist. Der Report ACI 440.1R-06 „Guide for the Design and Construction of Structural Concrete Reinforced with FRP Bars“ des American Concrete Institute (ACI) sagt beispielsweise

²⁹ Flemming/Roth 2003.

³⁰ König/Tue/Zink 2001, S. 160 - 162.

³¹ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 79 - 81.

explizit, dass die Verwendung von FVK-Bewehrung nicht empfohlen wird bei Tragwerken, deren Brandbeständigkeit essentiell für die Tragwerksstabilität ist.³²

An der EMPA Dübendorf durchgeführte Versuche über das Brandverhalten dünner Betonplatten aus hochfestem Beton und im Spannbett vorgespannter Carbon-Bewehrung zeigten allerdings, dass weder die Reduktion der Zugfestigkeit, noch die der Verbundfestigkeit für das Versagen unter Brand maßgebend waren. Bei zu niedrigem Polypropylen-Fasergehalt waren Abplatzungen an der Betonoberfläche, und bei ausreichendem Fasergehalt war das Versagen der Verankerungszone aufgrund von Längsrissen maßgebend, die zum Verlust der Vorspannkraft führten. Die Risse sind auf den höheren thermischen Ausdehnungskoeffizienten von CFK quer zur Faserrichtung zurückzuführen, der zwischen 10 - 100 °C ca. 2,7 Mal so groß wie von Beton ist. Durch die Versuche konnte für 45 - 75 mm dicke Platten mit Betondeckungen zwischen 20 - 35 mm in fast allen Fällen eine Feuerwiderstandsdauer von mehr als 30 Minuten erreicht werden. Interessanterweise konnte auch festgestellt werden, dass eine Vergleichsplatte mit Stahlbewehrung sogar eine geringfügig niedrigere Feuerwiderstandsfähigkeit aufwies.^{33, 34}

Das Brandverhalten von Textilbeton ist noch nicht durch Normen oder Richtlinien geregelt. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass die Brandwiderstandsfähigkeit dünner Textilbeton-Bauteile mit Betondeckungen im Bereich weniger Millimeter gering ist. Wie bei FVK-Bewehrung muss zwischen dem Verhalten der einzelnen Materialien und dem Bauteil-Verhalten unterschieden werden. Aufgrund des in der Regel geringen Imprägnierungsgrades ist das Temperaturverhalten von Textilbewehrung in erster Linie von der Hitzebeständigkeit der Fasern abhängig. Glas- und Aramid-Fasern weisen bei ca. 400 °C einen deutlichen Festigkeitsabfall auf, Carbon-Fasern besitzen dagegen eine konstante Festigkeit bis über 1000 °C. Das Versagen von Glas ist durch Schmelzen, und von Carbon durch Verkohlen gekennzeichnet. Bei Carbon-Fasern ist zusätzlich der Umstand zu berücksichtigen, dass sie einen negativen Wärmeausdehnungs-Koeffizienten besitzen und dadurch bei Temperaturschwankungen Zwangsbeanspruchungen hervorrufen. Bisher durchgeführte Bauteil-Versuche an dünnen, textilbewehrten Platten zeigten, dass mit Glasfaser-Bewehrung Feuerwiderstände bis zu 45 min, und mit Carbon-Fasern bis zu 75 min erzielt werden können.^{35, 36}

³² ACI 2006.

³³ Terrasi u.a. 2012.

³⁴ Terrasi 2013.

³⁵ Brameshuber 2006, S. 211 - 219.

³⁶ Kulas u.a. 2011.

4.6 Realisierte Tragkonstruktionen

4.6.1 Brückenbau

Aufgrund der hohen Dauerhaftigkeit von UHPC stellen Brückentragwerke eine sehr attraktive Anwendung dar, die einen geringen Wartungsaufwand und eine lange Lebensdauer verheißt. Es wurden bereits zahlreiche Fußgänger-Brücken vollständig bzw. mit Teilen aus UHPC realisiert, wie die Fachwerk-Fußgängerbrücke in Sherbrooke (Kanada, 1997), die Sonyu Brücke in Seoul (Südkorea, 2002) oder die Gärtnerplatz-Brücke in Kassel (Deutschland, 2004). Eine der weltweit ersten Straßenbrücken aus UHPC wurde 2010 unter maßgeblicher Beteiligung des Institutes für Betonbau bzw. des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz realisiert. Die „Wild-Brücke“ nahe Völkermarkt (Kärnten) hat eine Gesamtlänge von 157 m und als zentrales Tragelement kommen zwei polygonförmige Bögen aus stahlfaserbewehrtem UHPC zur Anwendung, die eine Spannweite von 69 m und einen Stich von 18 m aufweisen (siehe Abbildung 4.7). Die Bogen-Segmente sind als 1,2 m hohe Hohlkastenprofile mit einer minimalen Wanddicke von nur 6,0 cm ausgeführt und durch externe Spannglieder vorgespannt. Die Verbindung der Segmente erfolgt im Sinne einer demontablen Bauweise als „trockene Fuge“. Die Herstellung des Bogens erfolgte im Klappverfahren, wodurch auf Gerüste verzichtet werden konnte und die Brücke auch hinsichtlich der Kosten konkurrenzfähig wurde, sofern man die Entwicklungskosten vernachlässigt. An die Fertigteile, welche durch die Firma Max Bögl aus Sengenthal, Deutschland, hergestellt wurden, waren höchste Genauigkeits-Anforderungen gestellt. Die geforderte Ebenheit der Stirnflächen im Bereich von 0,1 mm konnte erst durch den Einsatz von CNC-gesteuerter Fräs- und Schleiftechnik erreicht werden, und die Fertigteile wurden einer 48-stündigen Wärme-Nachbehandlung unterzogen, um das Trocknungsschwinden zu unterbinden und das Restkriechmaß gering zu halten.^{37, 38}

Die Ermittlung der bemessungsrelevanten Kennwerte erfolgte anhand von Groß- und Kleinversuchen am Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz. Da die Bogenform der Brücke in Kombination mit der externen Vorspannung Zugspannungen in Längsrichtung vollständig überdrückte, konnte auf schlaaffe Bewehrung verzichtet werden. Bei der Bestimmung der Nachriss-Zugfestigkeit stellte sich heraus, dass die Ergebnisse der standardisierten Probekörper gemäß DBV-Merkblatt „Stahlfaserbeton“ deutlich geringere Streuungen aufwiesen als die Probekörper, welche direkt aus dem Hohlprofil herausgeschnitten wurden. Dies deutet darauf hin, dass bei dünnen Bauteilen die Faserorientierung stark von der Fließrichtung des Frischbetons abhängt und der Beto-

³⁷ Reichel/Sparowitz/Freytag 2011/1.

³⁸ Reichel/Sparowitz/Freytag 2011/2.

nier-Vorgang für eine Reproduzierbarkeit mit gleichen Festigkeitseigenschaften exakt festgelegt werden muss.³⁹



Abbildung 4.7: Weltweit erste UHPC-Straßenbrücke in Völkermarkt, Kärnten.⁴⁰

4.6.2 Hochbau

Auch im Hochbau können mithilfe von stahlfaserbewehrtem UHPC unglaublich filigrane Elemente mit hoher Oberflächen-Qualität erzeugt werden, die sowohl im dekorativen als auch im strukturellen Einsatz Anwendung finden. Neben Fassadenplatten sind bereits zahlreiche Treppen und Balkone aus UHPC hergestellt worden (Abbildung 4.8).

Druckglieder sind ebenfalls eine attraktive Anwendung für UHPC, da sie aufgrund der hohen Festigkeit ungemein schlank ausgebildet werden können. In diesem Zusammenhang ist am Institut für Betonbau der TU Graz gerade ein durch die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft FFG gefördertes Projekt am Laufen, in dem die Möglichkeit der Vorspannung von UHPC-Stützen zur Verbesserung des Stabilitätsverhaltens untersucht wird.⁴¹

³⁹ Freytag u.a. 2009.

⁴⁰ <http://www.voelkermarkt.gv.at/wildbruecke-122.php> (Zugriffsdatum: 1.10.2014)

⁴¹ Illich/Tue/Freytag 2014.



Abbildung 4.8: Dünnwandige Wendeltreppe aus weißem UHPC der Firma HICON / Dänemark (Copyright: HICON).⁴²

⁴² <http://www.hi-con.dk/Default.aspx?ID=1863> (Zugriffsdatum: 01.10.2014)

5 Verbundverhalten von Hochleistungsbeton und Carbonbewehrung

Stahlbeton ist ein klassischer Verbundwerkstoff, der auf dem Prinzip beruht, dass Kräfte über die Kontaktfläche zwischen Beton und Bewehrung übertragen werden. Der Verbund ist sowohl für die Tragsicherheit, als auch für die Gebrauchstauglichkeit von elementarer Bedeutung. Im folgenden Kapitel werden die Grundlagen über den Verbund von Beton und Bewehrung vorgestellt, und der bisherige Wissensstand über das Verbundverhalten von Carbonbewehrung und Hochleistungsbeton erläutert.

5.1 Wann und wodurch werden Verbundspannungen zwischen Beton und Bewehrung hervorgerufen?

Die Volumenverminderung des Betons während seines Austrocknens verursacht im Bereich der Bauteil-Enden Verbundspannungen zwischen Beton und Bewehrung. Zeitabhängige Kriechverformungen rufen ebenfalls derartige Verbundspannungen hervor, genauso wie Temperaturschwankungen bei unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Beton und Bewehrung, oder das Einleiten von Vorspannkräften über Verbund.

Im gerissenen Zustand werden aufgrund von Querkraft-Beanspruchungen Verbundspannungen hervorgerufen, die für das Einleiten der Zugkräfte in die Bewehrung und somit für das charakteristische Tragverhalten des Stahlbetons verantwortlich sind. Auch bei zentrischem Zug werden zwischen den Rissen Verbundspannungen aktiviert, die Teile der Bewehrungs-Zugkraft auf den Beton übertragen und die Steifigkeit des gerissenen Betons erhöhen („Zugversteifungs-Effekt“). Gute Verbundeigenschaften ermöglichen kleine Auflagerlängen bzw. kleine Rissabstände und Rissbreiten, was sich positiv auf die Gebrauchstauglichkeit auswirkt.

Das Stoßen von Bewehrungsstäben durch Übergreifung ist eine wirtschaftliche Methode zur Koppelung von Stäben, die eine verlässige Kenntnis der Verbundeigenschaften von Beton und Bewehrung voraussetzt. Während eine Falscheinschätzung der Verbundfestigkeit in der Biegebemessung in erster Linie einer Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit darstellt, ist eine Unterschätzung im Falle von Übergreifungs- und Verankerungsstößen mit einer unmittelbaren Gefährdung der Tragsicherheit verbunden. Durch Ankerköpfe an den Bewehrungs-Enden kann die Übergreifungs- und Verankerungslänge reduziert werden, genauso wie durch die Verwendung (ultra-)hochfester Betone.

5.2 Verbundarten

Die Verbundwirkung zwischen Beton und Bewehrung beruht auf den drei Mechanismen *Haftung*, *Scherverbund* und *Reibung*, und ist stets an die Relativ-Verschiebung des Bewehrungsstabes zum umgebenden Beton geknüpft. Die wirksame Verbundart ist in hohem Maße von der Oberflächen-Ausbildung der Bewehrung abhängig.

Der Haftverbund infolge chemischer Adhäsion und Verzahnung der Grenzflächen im mikroskopischen Bereich ist nur wenig belastbar und wird bereits bei kleinen Relativ-Verschiebungen zerstört. Er stellt einen konstanten und vom Schlupf weitestgehend unabhängigen Grundwert dar, der ein zunächst steiles Ansteigen der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bewirkt. Zwischen Normalbeton und Stahl beträgt der Haftverbund ca. $\tau_{b,Haft} = 0,5 - 1,0 \text{ N/mm}^2$. Untersuchungen an der TU Graz hinsichtlich des Haftverbundes von UHPC und Glas bzw. UHPC und Stahl ergaben, dass mit diesen Werkstoffkombinationen Verbundfestigkeiten in der Größenordnung von $\tau_{b,Haft} = 1 - 8 \text{ N/mm}^2$ erreicht werden. Bei Klebebewehrung zur nachträglichen Ertüchtigung von Tragwerken und bei Bewehrung aus faserverstärkten Kunststoffen, die mittels aufgeklebter Besandung aufgeraut wird, bestimmt der Haftverbund die Höhe der Verbundfestigkeit.^{1, 2, 3}

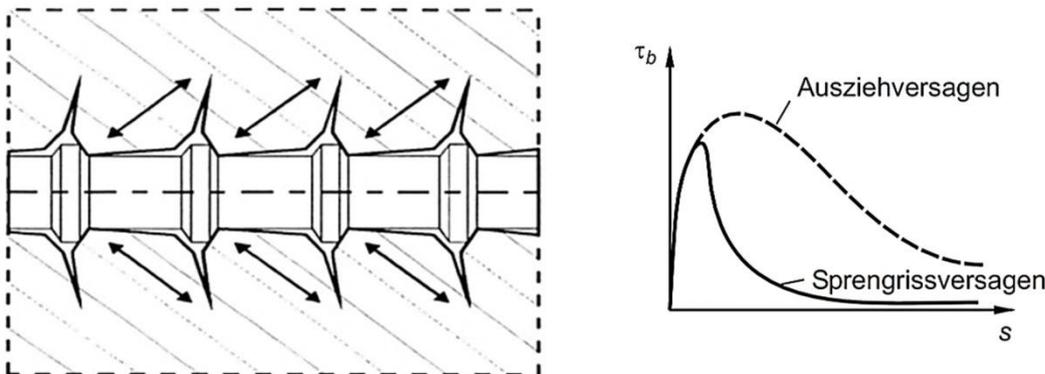


Abbildung 5.1: Prinzip des Scherverbundes (links) und Verbund-Schlupf-Beziehungen bei Auszieh- und Sprenggrissversagen (schematisch).

Der Scherverbund stellt die wirksamste Verbundart dar und ist auf die mechanische Verzahnung zwischen der gerippten Bewehrung und dem Beton zurückzuführen. Durch innere Risse bildet sich bei Relativ-Verschiebung zwischen Bewehrung und Beton ein Druckstreben-Tragsystem aus, das sich auf die Rippen der Bewehrung abstützt (siehe Abbildung 5.1). Die dabei entstehenden Betonkonsolen können aufgrund des dreiaxialen Druckspannungszustandes ein Mehrfaches der Zylinderdruckfestigkeit erreichen. Durch die Umlenkung entstehen außerdem Ringzugspannungen, die zur Rissbildung

¹ Bülte 2008, S. 5.

² Juhart 2011.

³ Freytag u.a. 2012.

entlang des Stabes führen. Bei zu geringer Betondeckung führen die Ringzugspannungen zum schlagartigen Aufspalten des Betons bei gleichzeitigem Abfall der Verbundspannungen („Sprenggrissbildung“).⁴

Der Reibungsverbund stellt bei glatten Bewehrungsstäben den dominanten Mechanismus der Verbundwirkung dar und wird durch Querpressungen in der Gleitfuge zwischen Bewehrung und Beton vergrößert, die durch äußere Lasten, Schwindvorgänge und Behinderung der Bewehrungs-Querdehnung hervorgerufen werden. Positiv wird der Reibungsverbund durch Oberflächen-Rauigkeiten und Querschnitts-Unregelmäßigkeiten beeinflusst, welche die Querpressung erhöhen, ebenso wie durch Zementsteinkörner, die sich in der Fuge zwischen Beton und Bewehrung verklemmen. Der Reibungsverbund wird erst durch das Auftreten entsprechend großer Schlupf-Verformungen aktiv und nimmt mit zunehmender Verschiebung ab („polishing effect“). Bei der Spannbett-Vorspannung wird aufgrund der behinderten Querdehnungen im Lasteinleitungsbereich der Reibungsverbund erhöht (siehe Abbildung 5.2). Dieser Effekt wurde erstmals durch den deutschen Bauingenieur Walter Hoyer im Jahre 1939 beschrieben („Hoyer-Effekt“).⁵

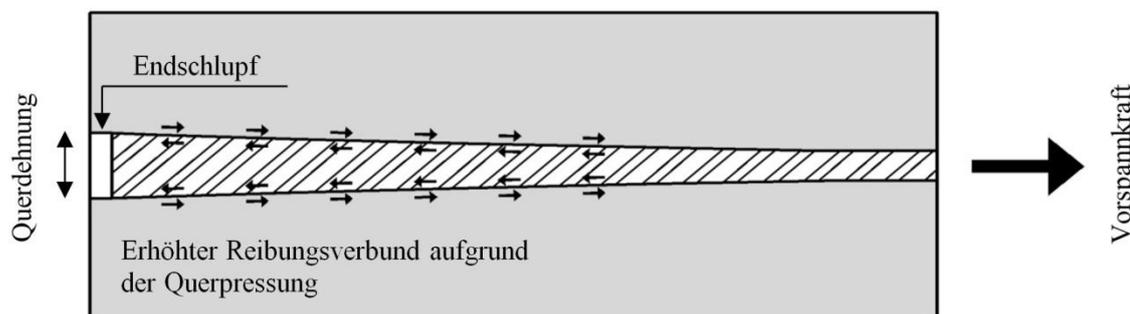


Abbildung 5.2: Schematische Darstellung des Hoyer-Effektes.

5.3 Einflussgrößen auf die Verbundfestigkeit

Aufgrund der unterschiedlichen Verbundmechanismen und der Inhomogenität des Werkstoffes Stahlbeton gibt es eine Vielzahl an Einflussgrößen auf die Verbundfestigkeit von Beton und Bewehrung, die nachfolgend angeführt sind und aus König/Zehetmaier (2001), S.79 - 88, entnommen sind.

5.3.1 Betonfestigkeit

Die mechanischen Eigenschaften des Betons haben großen Einfluss auf das Verbundverhalten, wobei mit ansteigender Festigkeit sowohl die Tragfähigkeit, als auch Steifig-

⁴ Zilch/Zehetmaier 2010, S. 99 - 103.

⁵ Hoyer 1939.

keit der Verbindung zunimmt. Der Einfluss auf die maximale Verbundspannung lässt sich bei Stahlbewehrung allgemein durch die Beziehung $\tau_{b,max} \sim f_c^k$ beschreiben, wobei die funktionelle Abhängigkeit von der Betondruckfestigkeit f_c in der Literatur unterschiedlich bewertet wird. Bei Versagen des Scherverbundes ist die Verknüpfung mit der Beton-Zugfestigkeit, d.h. $k = 2/3$ einleuchtend, während bei Versuchen mit glatten Bewehrungsstäben mit Versagen des Reibungsverbundes $k = 1/2$ eher die Versuchsergebnisse widerspiegelt.

5.3.2 Lage des Bewehrungsstabes

Während des Frischbeton-Verdichtens setzen sich die schweren Bestandteile des Betons am Boden der Schalung ab und überschüssiges Wasser und Luftblasen steigen nach oben. Diese können sich unter horizontal liegenden Bewehrungsstäben sammeln und eine höhere Beton-Porosität verursachen. Die daraus entstehende Reduktion der Verbundfestigkeit ist umso ausgeprägter, je weiter der Stab vom Schalungsboden entfernt ist. In den meisten Normenwerken wird vereinfachend in Abhängigkeit des Abstandes der Bewehrung von der Unterkante des Frischbetons zwischen „guten“ und „mäßigen“ Verbundbedingungen unterschieden.

5.3.3 Betondeckung

Ohne ausreichende Betondeckung wird nicht nur die Dauerhaftigkeit, sondern auch der Verbund von Stahlbetontragwerken gefährdet. Bei Verwendung von UHPC ist die Gefahr des Aufspaltens der Betondeckung aufgrund von Sprenggrissen besonders groß, da die Zugfestigkeit nur unterproportional zur Druckfestigkeit zunimmt, und die hohen Druckfestigkeits- und E-Modul-Werte einen steifen Verbund bewirken.

5.3.4 Belastungsdauer

Wegen der hohen Druckspannungen, die von den Rippen auf den Beton übertragen werden, treten bei lang andauernden Belastungen irreversible Kriechverformungen im Beton auf, die mit einer Zunahme des Schlupfes bzw. einer Abnahme der Verbundspannungen verbunden sind. Bei Klebebewehrung führen dauerhafte Belastungen in der Verbundfuge ebenfalls zu zeitabhängigen Kriechverformungen, weshalb vorgespannte Klebe-Lamellen in der Regel mit Stahl-Platten an den Enden verankert werden.

5.4 Besonderheiten von Bewehrung aus faserverstärkten Kunststoffen

Wenngleich das Verbundverhalten von faserverstärkten Kunststoffen (FVK) analog zu Stahlbewehrung auf die Anteile Haftung, Scherverbund und Reibung aufgeteilt werden kann, gibt es aufgrund des anisotropen Materialverhaltens von FVK einige Besonderheiten hinsichtlich des Verbundverhaltens, die in der Bemessung berücksichtigt werden müssen. Die nachfolgenden Unterpunkte sind aus Füllsack-Köditz (2004), S. 53 - 62, entnommen.

5.4.1 Oberflächenprofilierung

Der Anteil des Scherverbundes, welcher in der Regel die Höhe der Verbundfestigkeit bestimmt, hängt in erster Linie von der Profilierung der Oberfläche ab. Wie in Abbildung 5.3 dargestellt ist, gibt es unterschiedliche Verfahren zur Profilierung der Oberfläche, von denen nicht alle für Bewehrungsstäbe geeignet sind. FVK-Stäbe, die mit schlaffen Rovings umwickelt werden, weisen gegenüber glatten Stäben keine nennenswerte Verbesserung des Verbundverhaltens auf, da der Scherverbund nur unwesentlich aktiviert wird. Die Übertragung der Verbundkräfte erfolgt hauptsächlich über Haftung bzw. Reibung, und das Verbundversagen ist durch Ablösen der Umwicklung vom Stab gekennzeichnet. Durch straffe Umwicklung der Stäbe wird der Stabquerschnitt lokal verjüngt und es entstehen Konsolen im kleinen Maßstab. Je nach Größe und Abstand der Einschnürungen wird der Scherverbund zwischen Beton und Bewehrung aktiviert, wodurch deutlich größere Verbundkräfte übertragen werden können. Das Versagen ist durch Zerstörung der äußeren Fasern des FVK-Stabes im Bereich der Umwickelungsstellen gekennzeichnet.

Geflochtene FVK-Stäbe weisen eine „schuppige“ Oberfläche auf. Das Verbundversagen verläuft ähnlich wie bei straff umwickelten FVK-Stäben, jedoch ist die Verbundwirkung aufgrund der geringeren Profilierung weniger ausgeprägt. Besandete FVK-Stäbe weisen bei entsprechender Ausbildung der Beschichtung ein gutes Verbundverhalten auf, da ein Scherverbund zwischen Sand und Beton erreicht wird. Das Versagen des Verbundes ist durch Abscheren der Klebeschicht von der FVK-Oberfläche gekennzeichnet, weshalb die mechanischen Eigenschaften des verwendeten Klebers für das Verbundverhalten maßgebend sind. FVK-Stäbe mit Rippen aus Kunstharz weisen die mit Abstand besten Verbundeigenschaften auf, und bei entsprechender Ausbildung der Profilierung kann ein Scherverbund in der Größenordnung von Betonstahl erreicht werden. Das Verbundversagen entsteht durch Abscheren der Rippen vom Stabkern, und bei geringer Betonfestigkeit durch Versagen der Betonkonsolen.

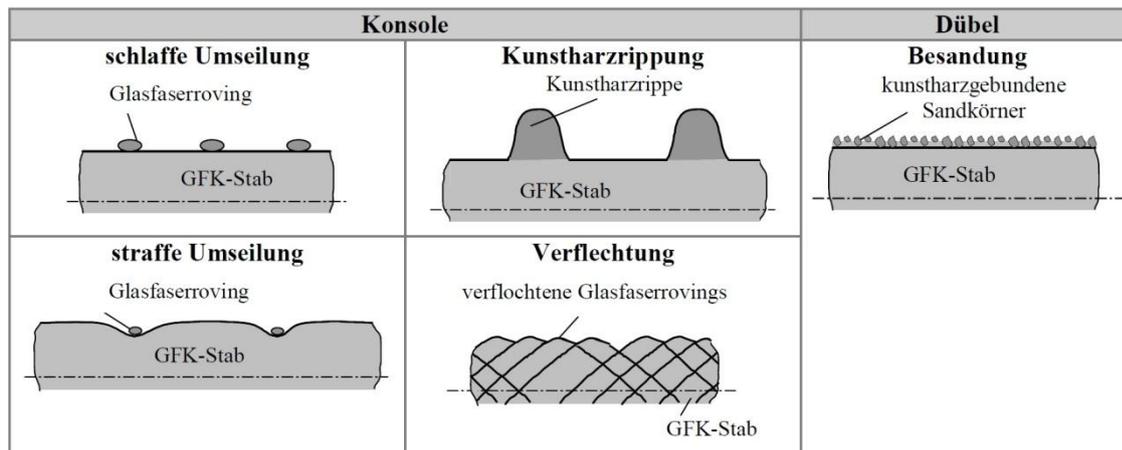


Abbildung 5.3: Oberflächenprofilierung von FVK-Bewehrungsstäben zur Verbesserung der Verbundigenschaften.⁶

5.4.2 Geometrie des Bewehrungsquerschnitts

Aufgrund der Herstellung von FVK-Bewehrung im Pultrusionsverfahren ist es möglich, beliebige Querschnittsformen herzustellen. Für Bewehrungsstäbe kommen dabei in erster Linie runde, linsenförmige und rechteckige Querschnitte in Frage. Aufgrund der Tatsache, dass kreisrunde Querschnitte im Verhältnis zu ihrer Querschnittsfläche eine geringere Verbundoberfläche als Rechteckformen aufweisen, können sie bei gleicher Querschnittsfläche weniger Verbundkräfte übertragen. Bei linsenförmigen Querschnitten erhöht sich im Vergleich zu Kreisprofilen die Gefahr einer Sprenggrissbildung, wodurch die Verbundtragwirkung verringert wird.

Im Unterschied zu Betonstahl nimmt bei FVK-Stäben mit steigendem Querschnittsdurchmesser die auf den Querschnitt bezogene übertragbare Verbundkraft ab. Ursache hierfür ist die geringe axiale Scherfestigkeit des Materials, die im Wesentlichen von der Festigkeit des Kunstharzes bestimmt wird. Dadurch werden im Verbundbereich die Randfasern deutlich stärker als die Kernfasern gedehnt, was zu einer inkonstanten Verteilung der Normalspannungen über den Querschnitt führt. Dadurch kann es zu einem vorzeitigen Verbundversagen kommen, indem die Außenschicht vom restlichen Bewehrungsstab getrennt und der Stab nach Überwindung der Gleitreibung aus dem Betonbauteil herausgezogen wird.

5.4.3 Querdehnzahl

Die Querdehnzahl der FVK-Stäbe liegt mit $\nu_{FVK} \cong 0,25 - 0,35$ in der Größenordnung von Betonstahl, allerdings stellen sich wegen des geringeren E-Moduls deutlich größere Querdehnungen ein. Insbesondere bei Vorherrschen des Reibungsverbundes kann dies

⁶ Füllsack-Köditz 2004, S. 21.

zum vorzeitigen Verbundversagen führen, sofern die Querschnittsverringerung zum lokalen Verlust des Querdrucks und somit der Reibung führt (Abbildung 5.4).

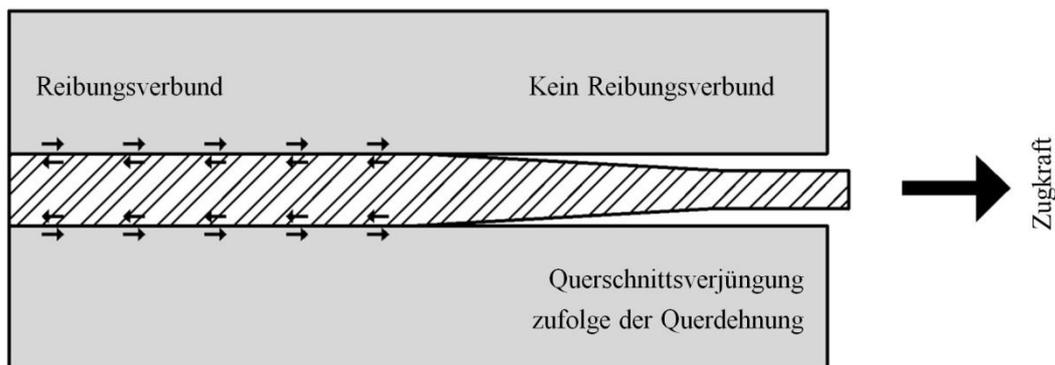


Abbildung 5.4: Lokaler Verlust des Reibungsverbundes aufgrund von Querdehnungen.

5.4.4 Temperaturbeständigkeit

Das Verbundverhalten von FVK-Stäben wird maßgeblich durch das Temperaturverhalten des Kunstharzes beeinflusst. Bereits bei 60 °C Temperatur können erste Strukturveränderungen auftreten und die Harzmatrix wird zunehmend viskoser. Bei Temperaturbeanspruchungen von ca. 100 °C wird die Verbundwirkung um ca. 50 % reduziert, und bei ca. 200 °C kommt es zur Auflösung der Oberflächen-Profilierung, weshalb der Verbund nur mehr durch Reibung gewährleistet werden kann. Die Verbundwirkung bei 200 °C beträgt im Vergleich zu der bei Raumtemperatur nur mehr 10 %. Dagegen wird bei Stahlbewehrung der Verbund bei 200 °C nur um ca. 30% reduziert.

5.4.5 Wärmeausdehnungskoeffizient

Aufgrund der unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten von Beton und Bewehrung werden bei Temperaturänderungen differentielle Dehnungen hervorgerufen, welche die maximal aufnehmbaren Verbundspannungen aus äußeren Einwirkungen reduzieren. Während differentielle Dehnungen in Faserrichtung zu keiner nennenswerten Beeinflussung des Verbundverhaltens führen, verursachen die unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten quer zur Faserrichtung Zwangsbeanspruchungen im Beton, die bei zu geringer Betondeckung zu Sprengissen führen.

5.5 Versuchsmäßige Bestimmung der Verbund-Arbeitslinie

Das Verbundverhalten von Beton und Bewehrung wird durch die Beziehung zwischen Verbundspannung τ_b und Relativverschiebung s beschrieben und mittels Ausziehversuchen ermittelt. Es handelt sich dabei um ein Pseudo-Stoffgesetz, das die komplexen Wechselwirkungen summarisch abbildet. Da die Verbundfuge im Inneren des Prüfkörpers nur schwer beobachtet werden kann, wird das Verbundgesetz aus der aufgebracht-

ten Zugkraft und der Schlupfverformung am lastfreien Ende rückgeschlossen. Der Versuchsaufbau und die gewählte Verbundlänge haben großen Einfluss auf die qualitativen und quantitativen Ergebnisse der Ausziehversuche, wie aus Abbildung 5.5 ersichtlich ist. Es gibt mittlerweile ein breites Spektrum an Verbundgesetzen, die sich allerdings zum Teil deutlich voneinander unterscheiden, da die Arbeitslinien durch unterschiedliche Versuchsanordnungen ermittelt werden. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass mit zunehmender Haftlänge eine Abnahme der über die Verbundfläche gemittelten Verbundspannung τ_{bm} eintritt.

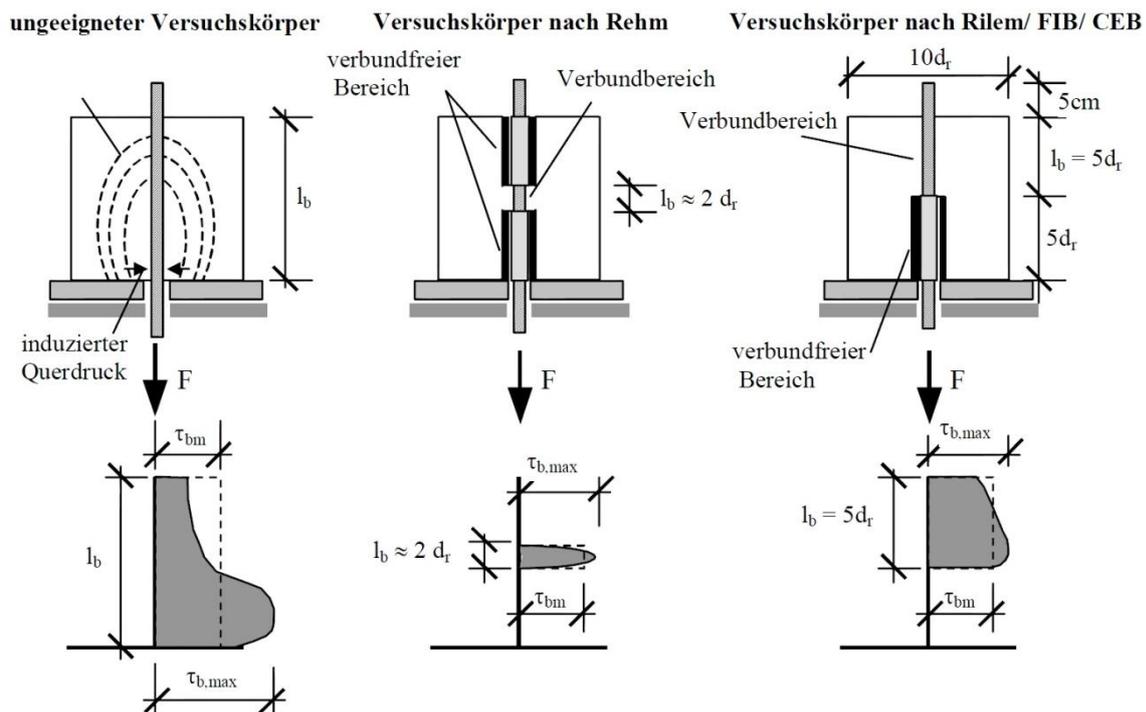


Abbildung 5.5: Einfluss der Verbundlänge auf die Verteilung der Verbundspannungen.⁷

5.6 Verbundverhalten nach Model Code 2010

Für die Modellierung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen für gerippte Bewehrungsstäbe schlägt Model Code 2010 eine in vier Bereiche unterteilt Arbeitslinie vor. Der Bereich 1 ist durch einen ansteigenden Ast gekennzeichnet, der mathematisch durch eine Potenzfunktion beschrieben wird. Wegen des Übergangs vom anfänglichen Haftungs- zum Reibungs- bzw. Scherverbund kommt es mit zunehmendem Schlupf zum Abfall der Steifigkeit, bis schließlich der Maximalwert der Verbundspannung $\tau_{b,max}$ erreicht wird. Darüber hinaus weist die Arbeitslinie einen mehr oder weniger ausgeprägten Plateau-Bereich auf (Bereich 2), der in einen rasch abfallenden Ast übergeht (Bereich 3). Nach Überschreiten eines bestimmten Schlupf-Wertes, der von der Rippenausbildung der Bewehrung abhängt, geht die Arbeitslinie bis zum vollständigen Auszug

⁷ Leonhardt/Mönnig 1984.

in einen horizontal verlaufenden Bereich über, der durch ausschließlichen Reibungsverbund gekennzeichnet ist (Bereich 4). Exemplarisch ist in Abbildung 5.6 die Verbund-Arbeitslinie von Beton der Festigkeitsklasse C 100/115 und geripptem Bewehrungsstahl angeführt.

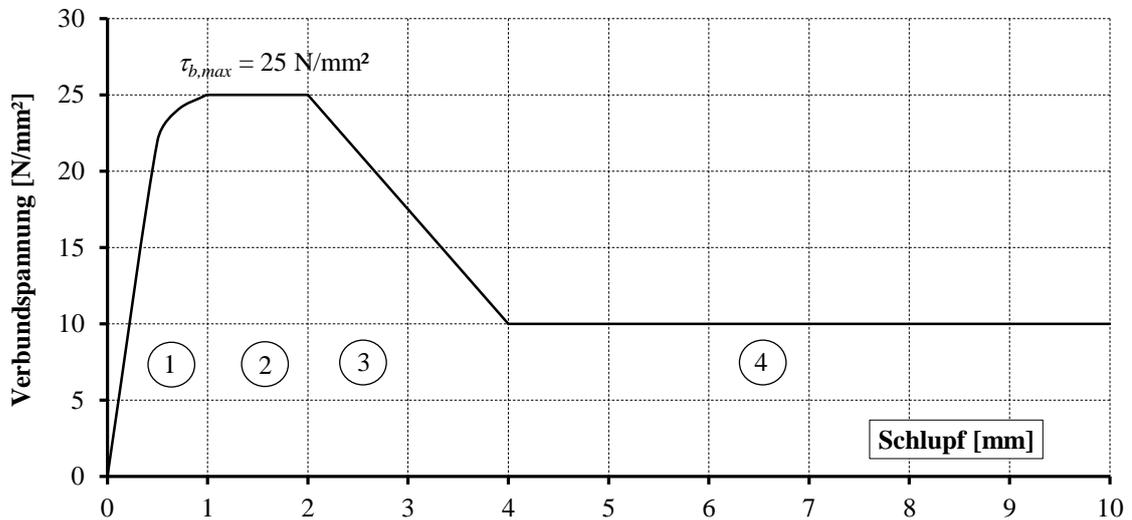


Abbildung 5.6: Verbund-Arbeitslinie nach Model Code 2010 bei Betongüte C 100/115 und geripptem Betonstahl unter guten Verbundeigenschaften.

Für die Modellierung der Verbund-Arbeitslinie von glattem Bewehrungsstahl schlägt Model Code 2010 eine zweigeteilte Arbeitslinie vor (Abbildung 5.7), die neben dem ansteigenden Ast in Form einer Potenzfunktion (Bereich 1) nur den horizontalen Bereich des Reibungsverbundes aufweist (Bereich 2). Der Maximalwert der Verbundspannung $\tau_{b,max}$ und der dazugehörige Schlupf-Wert liegen bei glatten Bewehrungsstäben deutlich unter den Werten von geripptem Bewehrungsstahl.

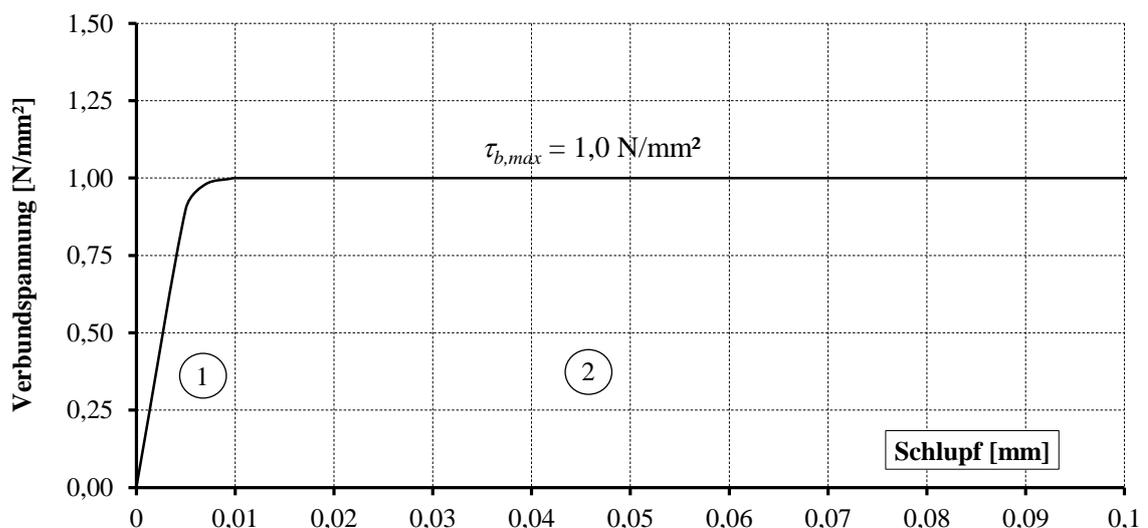


Abbildung 5.7: Verbund-Arbeitslinie nach Model Code 2010 bei einer Betongüte C 100/115 und glattem Betonstahl unter guten Verbundeigenschaften.

5.7 Verbundverhalten nach Eurocode EN 1992-1-1

Das Verbundverhalten von normal- bzw. hochfestem Beton und geripptem bzw. glattem Bewehrungsstahl ist in Eurocode EN 1992-1-1 bereits in den Berechnungsmodellen zur Ermittlung der Rissbreiten und Rissabstände bzw. der Verankerungs- und Übergreifungslängen enthalten. Eine explizite Angabe über die Verbund-Schlupf-Beziehung kommt darin nicht vor.

5.7.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Für die Ermittlung der Rissbreite im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden in Eurocode EN 1992-1-1 keine expliziten Angaben über Höhe und Verlauf der Verbundspannungen gemacht. Bei abgeschlossenem Rissbild wird die charakteristische Rissbreite w_k über folgende Beziehung ermittelt (siehe auch Abbildung 5.8):

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad \text{Gleichung 5.1}$$

$s_{r,max}$ = maximaler Rissabstand

ε_{sm} = mittlere Dehnung der Bewehrung

ε_{cm} = mittlere Dehnung des Betons zwischen den Rissen

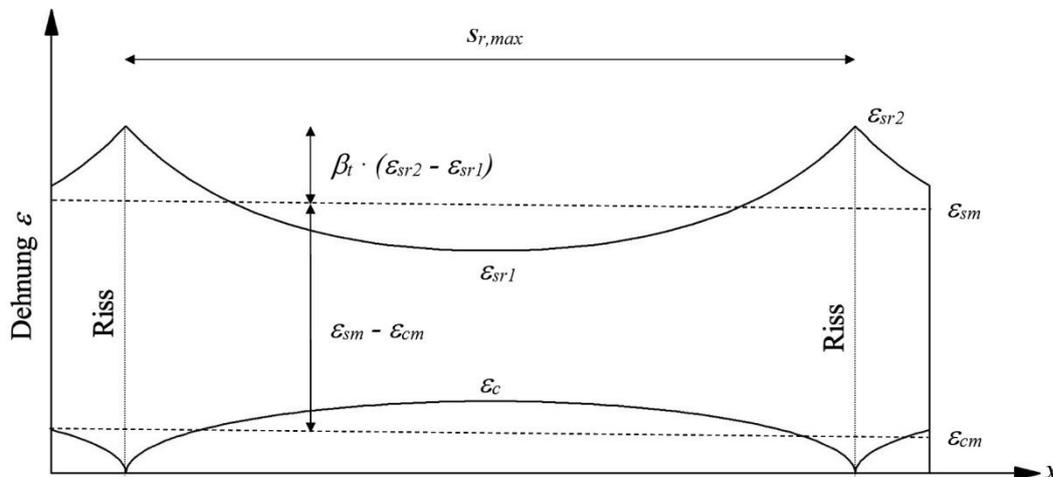


Abbildung 5.8: Dehnungsverteilung in Beton und Bewehrung bei abgeschlossenem Rissbild.

Der maximale Rissabstand $s_{r,max}$ entspricht der zweifachen Lasteinleitungslänge l_t der Risszugkraft F_{cr} und ermittelt sich nach Gleichung 5.2, wobei U_s der Stabumfang der Bewehrung ist:

$$s_{r,max} = 2 \cdot \frac{F_{cr}}{\tau_{sm} \cdot U_s} \quad \text{Gleichung 5.2}$$

Zur Vereinfachung wird eine über die Lasteinleitungslänge l_t konstante Verbundspannung τ_{sm} angenommen, wobei Eurocode EN 1992-1-1 für deren Ermittlung unterschiedliche Ansätze zulässt. In Deutschland erfolgt die Ermittlung von τ_{sm} bei geripptem Be-

wehrungsstahl in Abhängigkeit der mittleren Beton-Zugfestigkeit f_{ctm} nach folgender Gleichung:

$$\tau_{sm} = 1,8 \cdot f_{ctm} \quad \text{Gleichung 5.3}$$

Die mittlere Dehnung der Bewehrung ε_{sm} bzw. des Betons ε_{cm} wird ermittelt durch:

$$\varepsilon_{cm} = \beta_t \cdot \varepsilon_{ct} \quad \text{Gleichung 5.4}$$

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{sr2} - \beta_t \cdot (\varepsilon_{sr2} - \varepsilon_{sr1}) \quad \text{Gleichung 5.5}$$

Der „Völligkeitsbeiwert“ β_t berücksichtigt dabei den Verlauf der Verbundspannungen innerhalb des ungerissenen Betons und wird zur Vereinfachung als spannungsunabhängig angenommen. Ein hoher Völligkeitsbeiwert bedeutet geringe mittlere Spannungsdifferenzen zwischen Stahl und Beton und somit geringe Rissbreiten. Er wird für gerippten Stahl bei Kurzzeit-Einwirkungen mit $\beta_t = 0,60$ angeführt und für langfristige Einwirkungen mit $\beta_t = 0,40$. Bei glatter Bewehrung kann als Anhaltswert $\beta_{t,glatt} = 0,50 \cdot \beta_{t,gerippt}$ angenommen werden.⁸

5.7.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Verbundfestigkeit zur Ermittlung von Verankerungs- und Übergreifungslängen im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist in Eurocode EN 1992-1-1 für gerippte und glatte Stahlbewehrung geregelt. Der Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} wird vereinfachend durch folgende Gleichung beschrieben:

$$f_{bd} = \eta \cdot f_{ctk\,0,05} / \gamma_c \quad \text{Gleichung 5.6}$$

$f_{ctk\,0,05}$ = Bemessungswert der Beton-Zugfestigkeit (5 % Fraktilwert)

γ_c = Teilsicherheitsbeiwert für Beton (= 1,50)

η = 2,25 für gerippten Betonstahl bzw. zwischen ca. 1,0 - 5,0 für Spannstahl in Abhängigkeit der Oberflächenausbildung und Wirksamkeit des Hoyer-Effektes

Der Verbundspannungsverlauf wird durch eine konstante Verteilung über die Verankerungslänge idealisiert, wodurch die aufnehmbare Stabkraft entsprechend der Verankerungslänge linear zunimmt. Die Idealisierung ist dadurch gerechtfertigt, dass das Verbundspannungs-Maximum mit zunehmender Belastung auf das Stabende zuwandert und die Spannungen sich über einen großen Teil der Verankerungslänge verteilen (siehe Abbildung 5.9). Zusätzlich wird durch Abminderungsfaktoren die Lage des Stabes beim Betonieren bzw. der Einfluss von großen Bewehrungsstabdurchmessern erfasst. Für hochfeste Betone ist die Bemessungs-Verbundfestigkeit f_{bd} auf einen Wert der Festig-

⁸ Zilch/Zehetmaier 2010, S. 376.

keitsklasse C 60/75 begrenzt, um das spröde Verhalten hochfester Betone und das damit verbundene geringere Spannungs-Umlagerungsvermögen zu berücksichtigen.⁹

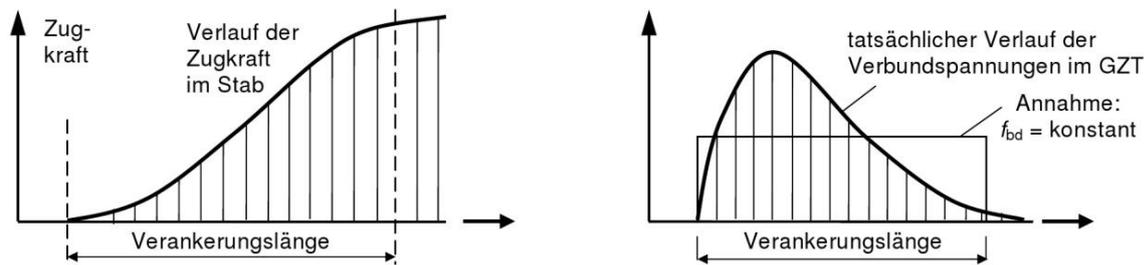


Abbildung 5.9: Verbundspannungen im Verankerungsbereich gerader Stäbe.¹⁰

5.8 Aktuelle Forschungsergebnisse über das Verbundverhalten von ultra-hochfestem Beton

Das Verbundverhalten von UHPC ist noch nicht durch Normen erfasst, allerdings liegen bereits Versuchsergebnisse unterschiedlicher Universitäten zu diesem Thema vor. Dabei wird übereinstimmend eine überaus hohe Verbundfestigkeit von UHPC beschreiben, wengleich aufgrund der Sprödigkeit des Materials die Gefahr der Sprengrisbildung mit zunehmender Festigkeit ansteigt.

5.8.1 Versuche von Weiße (2003)

Zur Erforschung des Verbundverhaltens von UHPC und profiliertem Bewehrungsstahl mit einem Durchmesser von $d_s = 8$ mm wurden an der HTWK Leipzig durch Dirk Weiße Versuche mit fein- und grobkörnigem UHPC durchgeführt. Die Druckfestigkeit der Betone beträgt rund $f_{cm} = 140$ N/mm², und die Probekörper wurden sowohl mit, als auch ohne Stahlfasern versehen. Die Ermittlung der Verbundeigenschaften erfolgte anhand von Ausziehversuchen in Anlehnung an die RILEM-Empfehlungen, wobei aufgrund der zu erwartenden hohen Festigkeitswerte die Verbundlänge von $5 \cdot d_s$ auf $1,5 \cdot d_s$ verringert wurde. Bei den Versuchen mit geripptem Stabstahl konnte ein sehr steifes Verhalten mit maximalen Verbundfestigkeiten von rund $\tau_{b,max} = 50$ N/mm² festgestellt werden. Bei einer Betondeckung von $2,5 \cdot d_s$ und weniger war ein Aufspalten der Prüfkörper aufgrund von Sprengrisen zu beobachten, was zu einem schlagartigen Versagen des Verbundes führte. Es zeigte sich, dass die Sprengrisse bei Verwendung von Feinkorn-UHPC ohne Faserbewehrung sich besonders kritisch auf das Verbundverhalten auswirkten.¹¹

⁹ Fingerloos 2012, S. 309 - 327.

¹⁰ Fingerloos 2012, S. 311.

¹¹ Weiße 2003.

5.8.2 Versuche von Leutbecher (2007)

Im Rahmen der Dissertation von Thorsten Leutbecher wurden an der Universität Kassel Ausziehversuche mit geripptem Bewehrungs- und Spannstahl bzw. faserbewehrtem Feinkorn-UHPC durchgeführt. Der Beton wies eine Druckfestigkeit von rund $f_{cm} = 150 \text{ N/mm}^2$ auf. Bei den Versuchen zeigte sich, dass bei einer Betondeckung von $4,5 \cdot d_s$ hohe Verbundfestigkeiten in der Größenordnung von $\tau_b = 50 - 55 \text{ N/mm}^2$ erzielt werden konnten, und die Zugabe von Stahlfasern keine signifikante Verbesserung bewirkte. Die Versuche mit hochfestem Stahl wiesen aufgrund der kleineren bezogenen Rippenfläche geringere Verbundsteifigkeiten und somit größere Schlupf-Werte als jene mit Bewehrungsstahl auf. Bei den Versuchen mit reduzierter Betondeckung von $1,0 \cdot d_s$ bzw. $2,5 \cdot d_s$ konnten Verbundspannungen in der Größenordnung von $\tau_{b,max} = 20 \text{ N/mm}^2 - 34 \text{ N/mm}^2$ festgestellt werden. Es traten Längsrisse entlang des Bewehrungsstabes auf, die zum schlagartigen Aufspalten des Betons führten. Auch durch die Zugaben von Stahlfasern konnte bei geringer Betondeckung die Sprenggrissbildung nicht verhindert werden, allerdings bewirkte sie eine Verzögerung des Riss-Fortschritts.¹²

5.8.3 Versuche von Hegger und Bertram (2010 und 2012)

Im Rahmen des DFG-Schwerpunktprogrammes SPP 1182 „Nachhaltiges Bauen mit UHPC“ bzw. der Dissertationsforschung von Guido Bertram wurde an der RWTH Aachen ein umfangreiches Versuchsprogramm zur Erforschung des Verbundverhaltens vorgespannter Stahl-Litzen in faserbewehrtem UHPC durchgeführt. Der Schwerpunkt der Arbeit lag in der Ermittlung des Einflusses der Vorspannung und des daraus resultierenden Querdrucks im Lasteinleitungsbereich auf das Verbundverhalten von im Spannbett vorgespannten Litzen. Aus den Versuchsergebnissen geht hervor, dass durch den Hoyer-Effekt die Verbundfestigkeit $\tau_{b,max}$ mehr als verdoppelt wird gegenüber nicht vorgespannten Litzen. Die Verbundfestigkeit betrug ohne Vorspannung ca. $\tau_b = 12 - 14 \text{ N/mm}^2$, bei ca. 600 N/mm^2 eingeleiteter Vorspannung ca. $\tau_{b,max} = 20 \text{ N/mm}^2$, und bei 1200 N/mm^2 eingeleiteter Vorspannung ca. $\tau_{b,max} = 30 \text{ N/mm}^2$. Bei 1200 N/mm^2 eingeleiteter Vorspannung kam es ab einer bezogenen Betondeckung von $c/d_p = 2,5$ zum Auftreten sichtbarer Sprengrisse. Der Litzendurchmesser hatte keinen Einfluss auf die Größe der maximalen Verbundspannung.^{13, 14}

¹² Leutbecher 2007.

¹³ Hegger/Bertram 2010.

¹⁴ Bertram 2012.

5.9 Aktuelle Forschungsergebnisse über das Verbundverhalten von Bewehrung aus faserverstärkten Kunststoffen

Das Verbundverhalten von Bewehrung aus faserverstärkten Kunststoffen (FVK) ist bisher noch nicht durch Normen oder Richtlinien beschrieben, und aufgrund der breiten Palette an Bewehrungsprodukten ist es schwierig, die Ergebnisse unterschiedlicher Forschungseinrichtungen zu vergleichen. Grundsätzlich kann davon ausgegangen werden, dass die Verbundfestigkeit und -steifigkeit geringer als von äquivalenter Stahlbewehrung ist. Der Einsatz von FVK-Bewehrung erscheint gerade in Kombination mit UHPC interessant zu sein, um durch den nachgiebigen Verbund die Sprödigkeit des UHPC zu kompensieren.

5.9.1 Versuche Terrasi (1998 und 2013)

Im Rahmen der Dissertation von Giovanni Terrasi wurden an der EMPA-Dübendorf Ausziehversuche mit 2 mm dicken und besandeten CFK-Stäben durchgeführt, die als Spannkabel für hochfeste Schleuderbeton-Rohre vorgesehen waren. Die Besandung wurde mittels Al_2O_3 -Granulat hergestellt, welches nachträglich mit Epoxidharz auf die Bewehrungs-Oberfläche geklebt wurde. Als Klebstoff kamen zwei unterschiedlichen Produkte zum Einsatz. Die Klebstoffdicke betrug ca. 0,25 mm und das Größtkorn der Besandung ca. 2,8 mm. Zur Beurteilung der Leistungsfähigkeit der Besandung wurden als Vergleichswert auch Versuche mit glatten CFK-Stäben durchgeführt. Die Versuche ergaben bei einer Verbundlänge von 100 mm Verbundfestigkeiten von rund $\tau_{b,max} = 4 \text{ N/mm}^2$ bei den unbesandeten Stäben, und zwischen $\tau_{b,max} = 12 - 14 \text{ N/mm}^2$ bei den besandeten Stäben. Daraus ist ersichtlich, dass die Besandung eine deutliche Verbesserung der Verbundfestigkeit bewirkt. Das Versagen der besandeten Stäbe war durch ein Abscheren des Kunstharz-Klebers von der CFK-Oberfläche gekennzeichnet. Die mechanischen Eigenschaften des Klebers haben somit Einfluss auf das Verbundverhalten der Bewehrung. In weiterführenden Arbeiten wurde der Besandungsprozess der CFK-Drähte vereinfacht, indem die Sandkörner bereits in die noch nicht ausgehärtete Kunstharz-Matrix der CFK-Stäbe eingestreut wurden. Eine mikroskopische Aufnahme der Kontaktfläche zwischen Beton und Bewehrung ist in Abbildung 5.10 dargestellt. Die Verbund-Untersuchungen ergaben hier ähnliche Ergebnisse und Versagensmuster wie bei der Variante mit aufgeklebter Bewehrung.¹⁵

¹⁵ Terrasi 1998, S. 51 - 54.

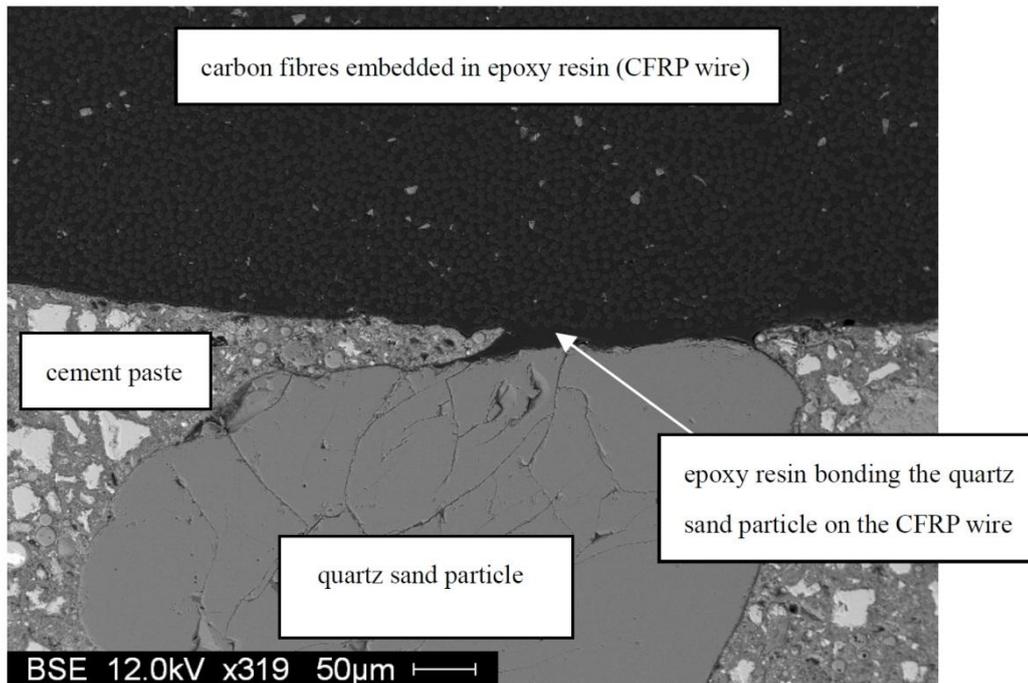


Abbildung 5.10: Mikroskopische Aufnahme der Kontaktfläche CFK-Beton.¹⁶

5.9.2 Versuche von Füllsack-Köditz (2004)

Im Rahmen der Dissertation von Raimo Füllsack-Köditz wurden an der Bauhaus-Universität Weimar ca. 300 Ausziehversuche zur Beurteilung der Verbundeigenschaften von profilierten GFK-Stäben durchgeführt. Die experimentellen Untersuchungen erfolgten anhand der Bewehrungsstäbe „Schöck ComBAR“ mit Rippenstruktur, und „Hughes Brothers“ mit straffer Umseilung und Besandung. Zusätzlich wurde als Referenzmaterial gerippter Bewehrungsstahl in das Versuchsprogramm aufgenommen. Es wurden bis zu vier verschiedene Stabdurchmesser zwischen $d_s = 6 - 16$ mm, und insgesamt drei Betonfestigkeiten (C 25/30, C 45/50, C 55/65) untersucht. Um eine möglichst konstante Verbundspannungsverteilung über der Lasteinleitungslänge zu erreichen, wurden die Versuche in Anlehnung an die Versuchsanordnung nach Rehm durchgeführt, welche eine kürzere Lasteinleitungslänge als die RILEM-Empfehlungen vorsieht (vgl. Abbildung 5.5). Aus den Ergebnissen der Ausziehversuche kann abgeleitet werden, dass die betrachteten GFK-Stäbe einen ausreichenden Verbund mit dem Beton eingehen und somit aus mechanischer Sicht dazu geeignet sind, Betonstahl als Tragbewehrung sowie als rissbreitenbegrenzende Bewehrung zu ersetzen. Trotz der geringeren Steifigkeit und Festigkeit des profilbildenden Kunststoffharzes weisen die GFK-Stäbe vergleichbare Verbundspannung-Schlupf-Arbeitslinien wie Betonstahl auf, was auf die größere Profilierung im Vergleich zu Betonstahl zurückzuführen ist.¹⁷

¹⁶ Terrasi 2013, S. 3.

¹⁷ Füllsack-Köditz 2004.

5.9.3 Versuche von Niewels (2008)

An der RWTH Aachen wurden im Rahmen der Dissertation von Jörg Niewels experimentelle Untersuchungen mit den GFK-Bewehrungsstäben „Aslan 100“ (Firma Hughes Brothers), „ComBAR“ (Firma Schöck) und „FiRep S“ (Firma FiRep) durchgeführt, die sich insbesondere in der Ausbildung ihrer Oberflächen unterscheiden. Darüber hinaus wurde der Einfluss der Betonfestigkeit auf das Verbundverhalten untersucht, und die Ergebnisse mit jenen von herkömmlichem Bewehrungsstahl verglichen. Bei den besandeten Stäben trat das Versagen durch Abrieb der Besandung von der GFK-Oberfläche und durch „Durchquetschen“ der Stäbe durch den Bewehrungskanal ein. Aufgrund der fehlenden Rippen konnte kein ausgeprägter Scherverbund festgestellt werden. Bei den profilierten Stäben war überwiegend das Versagen der Betonkonsolen festigkeitsbestimmend, weshalb eine Steigerung der Betongüte zu einer Erhöhung der maximalen Verbundspannungen führte. Die Verbundspannungs-Schlupfbeziehung der profilierten GFK-Bewehrungsstäbe wies einen ähnlichen Verlauf wie konventioneller Bewehrungsstahl auf.¹⁸

¹⁸ Niewels 2008.

6 Ausziehversuche

Zur Erforschung der Verbundeigenschaften von CFK-Lamellen und UHPC wurden im Rahmen dieser Arbeit Ausziehversuche im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der TU Graz durchgeführt (Abbildung 6.1). Dabei sollte einerseits die Frage geklärt werden, wie sehr das Verbundverhalten von CFK-Lamellen durch Besanden der Oberfläche verbessert wird, und andererseits sollten durch die Versuche prinzipielle Erkenntnisse über die Verbund-Arbeitslinie und den Verbund-Versagensmechanismus gewonnen werden. Die Versuche wurden sowohl mit glatten als auch mit besandeten Lamellen durchgeführt, um die beiden Oberflächenarten gegenüberstellen zu können. Die Ergebnisse der Versuche wurden auch in Forstlechner/Peters (2012) und in Forstlechner/Freytag/Peters (2015) veröffentlicht.

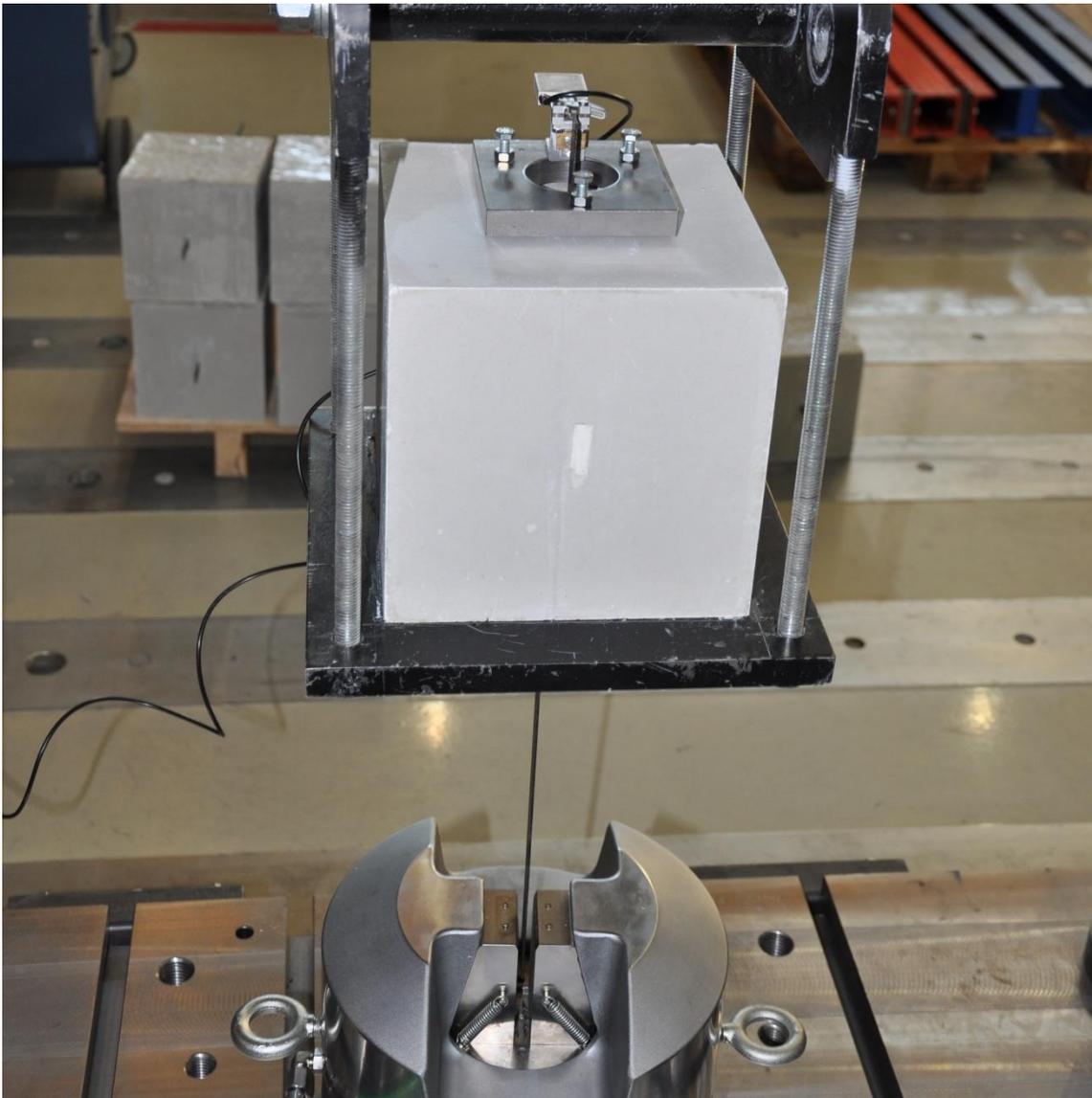


Abbildung 6.1: Versuchsaufbau Ausziehversuche.

6.1 Verwendete Materialien

6.1.1 UHPC „Sika Ceracem“

Als Beton kam das Produkt „Ceracem“ der Firma Sika mit einem Größtkorn-Durchmesser von 8 mm zur Anwendung, der mittels 2,0 Vol.-% Stahlfasern bewehrt wurde. Bei Ceracem handelt es sich um einen selbstverdichtenden UHPC mit hohem Ausbreitmaß, der ohne zusätzliche Wärmebehandlung Zieldruckfestigkeiten von rund $f_{cm} = 150 \text{ N/mm}^2$ erreicht.¹

6.1.2 CFL-Lamellen „Sika Carbodur“

Als Lamelle kam das Produkt „Carbodur“ der Firma Sika zur Anwendung, das zur nachträglichen Verstärkung von Stahlbetontragwerken bauaufsichtlich zugelassen ist. Die wichtigsten mechanischen Eigenschaften der Lamelle sind in Tabelle 6.1 angeführt.

Tabelle 6.1: Eigenschaften CFK-Lamelle Sika Carbodur S1014.²

Kenngröße	Wert
Zugfestigkeit	3.100 N/mm ²
E-Modul	165.000 N/mm ²
Bruchdehnung	> 1,7 %
Fasergehalt	> 68 %
Dicke	1,4 mm

6.2 Oberflächen-Besandung

Für den Besandungs-Vorgang wurde die Lamellenoberfläche mit Aceton gereinigt und mit einer ca. 0,2 mm dicken Epoxidharz-Schicht bestrichen, wobei als Kleber das Produkt „Sikafloor 156“ der Firma Sika zur Anwendung kam (Tabelle 6.2). Anschließend wurde die Lamellen-Oberfläche mit Quarzsand der Marke „Dorsilit“ bestreut, der einen Größtkorn-Durchmesser von 0,8 mm besitzt. Nach Aushärten des Klebers wurde die Oberfläche mittels Bürste nachbearbeitet, um lose und schlecht verklebte Sandkörner zu entfernen (Abbildung 6.2).

¹ Maeder u.a. 2004.

² Datenblatt Sika CarboDUR 2009.

Tabelle 6.2: Eigenschaften Epoxidharzkleber Sikafloor-156.³

Kenngröße	Wert
Druckfestigkeit (Aushärtungszeit 7 Tage)	70 N/mm ²
Biegezugfestigkeit (Aushärtungszeit 7 Tage)	75 N/mm ²
Abreißfestigkeit	> 1,5 N/mm ²

**Abbildung 6.2:** Oberfläche einer besandeten CFK-Lamelle.

6.3 Versuchsaufbau

Die Ausziehversuche erfolgten in Anlehnung an RILEM (1994) bzw. ÖNORM EN 15184 unter Verwendung eines Beton-Würfels mit 20 cm Seitenlänge. Die Herstellung der Betonkörper erfolgte am 19.07.2011, und die Durchführung der Ausziehversuche am 04.10.2011. Die Lamellen wurden horizontal liegend in der Mitte der Schalung befestigt, um einen über die Haftlänge konstanten Betonier-Druck zu erzeugen. Die wirksame Haftlänge der Lamellen betrug 8 cm, was dem 5-fachen Wert der Lamellenbreite entspricht. Der restliche Teil der Bewehrung war mit einer Kunststoff-Manschette umschlossen, um ein Mitwirken am Lastabtrag zu verhindern (Abbildung 6.3). Das Betonalter betrug zum Zeitpunkt der Prüfung 7 Wochen und die Versuche wurden mittels Universal-Prüfmaschine durchgeführt. Die Krafteinleitung erfolgte über Stahl-Backen, in denen die Lamellen ca. 5 cm eingeklemmt waren. Bei den Versuchen wurde die Ausziehkraft-Kraft, der Maschinen-Verfahrweg und der Schlupf am

³ Datenblatt Sikafloor-156 2011.

lastfreien Ende der Lamellen aufgenommen (Abbildung 6.4). Die Kraftaufbringungs-Geschwindigkeit betrug 128 N/s.



Abbildung 6.3: Schalung Versuchskörper (links) bzw. Betoniervorgang (rechts).

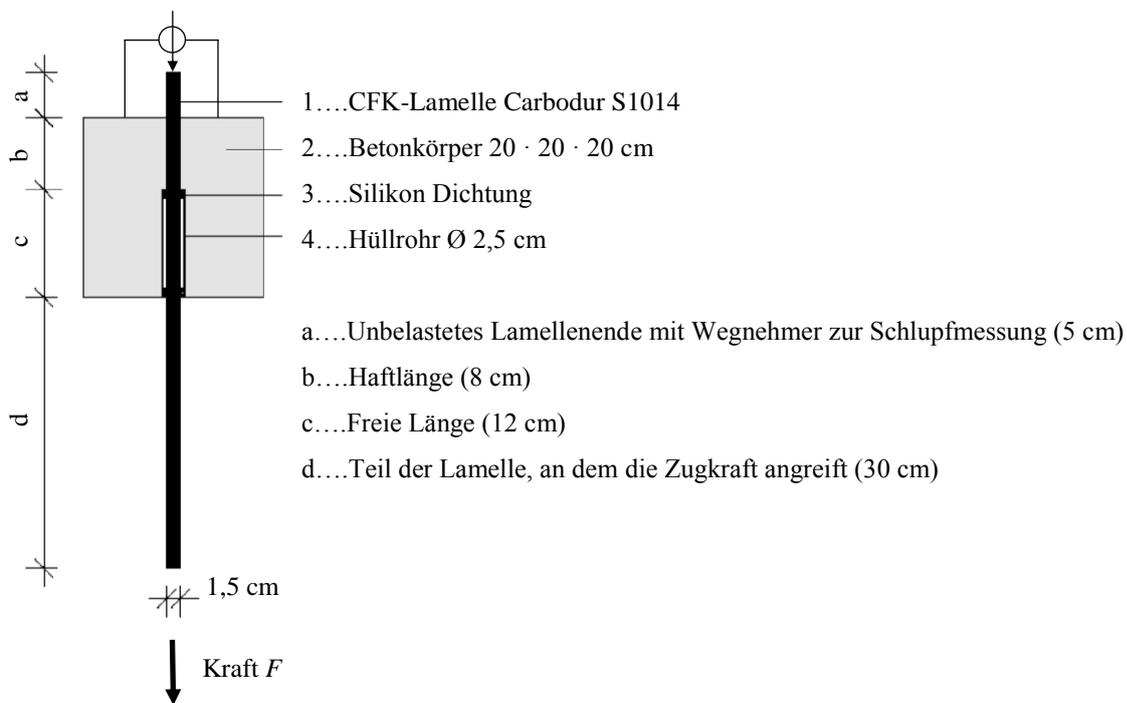


Abbildung 6.4: Versuchsaufbau Ausziehversuche.

6.4 Versuchsergebnisse und Interpretation

Die Ergebnisse der Ausziehversuche bis zu einem Schlupf von $s = 0,10$ mm sind in Abbildung 6.5 dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass das Besanden der CFK-Oberfläche eine deutliche Vergrößerung der Verbundfestigkeit bewirkt. Die Verbundfestigkeit $\tau_{b,max}$ – ermittelt aus dem Quotient von maximaler Ausziehungskraft und Verbundfläche – beträgt bei den glatten Lamellen gemittelt $\tau_{b,max} = 2,4$ N/mm² (Probenreihe A-1 bis A-3), und bei den besandeten Lamellen $\tau_{b,max} = 8,3$ N/mm² (Probenreihe B-1 bis B-3). Der

Lamellenschlupf s am freien Ende beträgt bei Erreichen von $\tau_{b,max}$ in beiden Fällen weniger als $s = 0,1$ mm. Die Verbesserung zufolge der Besandung tritt somit hauptsächlich zu Beginn der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung auf und wirkt sich daher in erster Linie positiv auf das Gebrauchslast-Verhalten aus.

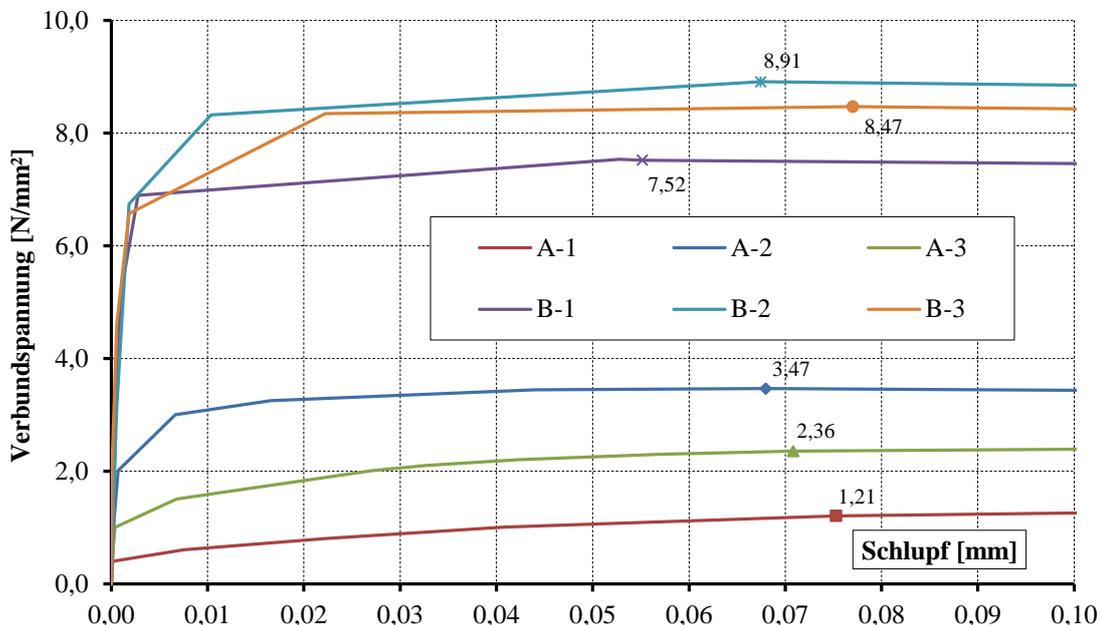


Abbildung 6.5: Verbund-Arbeitslinie der CFK-Lamellen bis 0,10 mm Schlupf.

Nach Überschreiten von $\tau_{b,max}$ kommt es bei beiden Probereihen vorübergehend zum Haft-Gleiten („slip-stick“) mit sprunghafter Schlupfzunahme, was auf ein Vorherrschen des Reibungsverbundes hindeutet (Abbildung 6.6). Danach gehen beide Probereihen in eine horizontale Verbund-Arbeitslinie auf niedrigerem Spannungs-Niveau über. Die Höhe der Verbundspannungen beträgt bei einem Schlupf von $s = 10$ mm im Falle der glatten Lamellen (Probenreihe A-1 bis A-3) gemittelt $\tau_{b,10mm} = 2,2$ N/mm² (- 8 % gegenüber $\tau_{b,max}$), und im Fall der besandeten Lamellen (Probenreihe B-1 bis B-3) $\tau_{b,10mm} = 4,0$ N/mm² (- 52 % gegenüber $\tau_{b,max}$). Der erhöhte Reibungsverbund bei den besandeten Lamellen kann damit erklärt werden, dass aufgrund der höheren Verbundfestigkeit $\tau_{b,max}$ eine stärkere Zerstörung des umgebenden Betongefüges bewirkt wird, wodurch sich Zementkörner in der Fuge verklemmen und den Querdruck erhöhen. Für die Ermittlung der Verankerungs- und Übergreifungslänge von CFK-Lamellen erscheint es sowohl bei den glatten, als auch bei den besandeten Lamellen angebracht, die Verbundspannungswerte des horizontal verlaufenden Bereiches der Arbeitslinie ($\tau_{b,10mm}$) anzusetzen. Aufgrund der Möglichkeit zur Spannungsumlagerung erscheint es vertretbar, für die Bemessung vereinfachend eine über die Verbundlänge konstant verlaufende Verbundspannung anzunehmen.

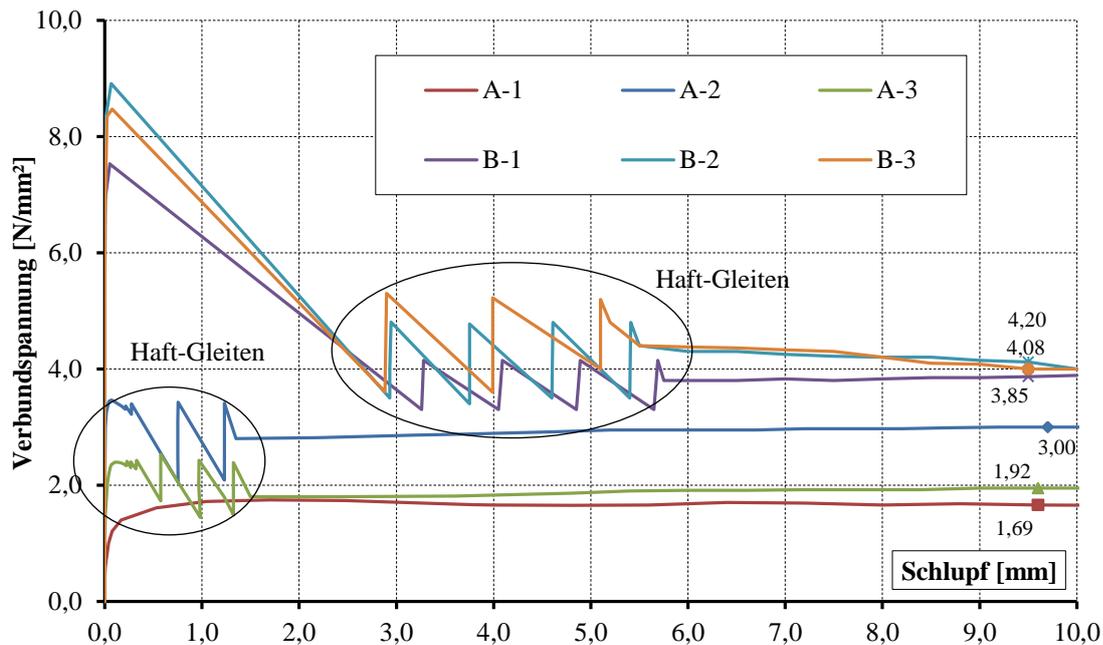


Abbildung 6.6: Verbund-Arbeitslinie der CFK-Lamellen bis 10 mm Schlupf.

Das Verbundversagen erfolgte bei der glatten Variante in der Fuge zwischen UHPC und CFK-Lamelle, und bei der besandeten Variante in der Fuge zwischen Klebstoffschicht und CFK-Lamelle. Ein Reißen der CFK-Lamellen konnte bei einer Verankerungslänge von 8 cm nicht festgestellt werden. Im Falle der besandeten Lamellen ist somit die Scherfestigkeit der Klebeschicht für die Höhe der Verbundfestigkeit maßgebend. Dieses Verhalten deckt sich mit den in Kapitel 5.9.1 beschriebenen Erkenntnissen. Auch bei der Biegeprüfung dünnwandiger UHPC T-Profile, die mittels CFK-Lamellen im Bereich des Steges bewehrt waren und im Zuge der Masterarbeit von Andreas Schwarz untersucht wurden, konnte diese Versagensart festgestellt werden. Bei der Prüfung kam es zum Stegbruch der T-Profile und in weiterer Folge zum Ausziehen der Bewehrung aus dem Auflager-Verankerungsbereich. Auch hier war das Versagen durch Abscheren der Besandung von der Lamellen-Oberfläche gekennzeichnet (Abbildung 6.7).⁴

Tabelle 6.3: Ergebnisse Ausziehversuche.

Kenngröße	Oberfläche glatt	Oberfläche besandet
Anzahl der Proben	3	3
Verbundfestigkeit $\tau_{b,max}$ (Mittelwert)	2,4 N/mm ²	8,3 N/mm ²
Schlupf bei $\tau_{b,max}$ (Mittelwert)	0,1 mm	0,1 mm
Verbundspannung $\tau_{b,10\text{ mm}}$ (Mittelwert)	2,2 N/mm ²	4,0 N/mm ²

⁴ Schwarz 2012.



Abbildung 6.7: Verbundversagen durch Abscheren der Besandung von der Lamelle.

Die in Tabelle 6.3 zusammengefassten Ergebnisse der Ausziehversuche zeigen, dass das Verbundverhalten von CFK-Lamellen sowohl qualitativ, als quantitativ mit jenem von glattem Spannstahl verglichen werden kann. Die in Kapitel 5.6 vorgestellte Verbund-Arbeitslinie gemäß Model Code 2010 weist eine maximale Verbundspannung $\tau_{b,max} = 1,0 \text{ N/mm}^2$, und einen dazugehörigen Schlupf von $s = 0,10 \text{ mm}$ auf, was in der Größenordnung der untersuchten CFK-Lamellen liegt. Der Hoyer-Effekt, welcher die Verbundfestigkeit von Spannstahl im Einleitungsbereich mehr als verfünffachen kann, dürfte allerdings bei vorgespannten CFK-Lamellen aufgrund der geringen Steifigkeit quer zur Faserrichtung keine nennenswerte Verbesserung bewirken.

Ein Umstand, der bei der Bewertung der Ergebnisse berücksichtigt werden muss, ist die Tatsache, dass die untersuchten Lamellen eine doppelt so große verbundwirksame Oberfläche wie Rundstäbe gleicher Querschnittsfläche besitzen (Abbildung 6.8). Dies bewirkt im Falle der 1,5 cm breiten Lamellen eine Verdoppelung der querschnittsbezogenen Verbundfestigkeit, bzw. eine Halbierung der Verankerungslänge. Bei breiteren Lamellen ist dieser Effekt noch ausgeprägter.

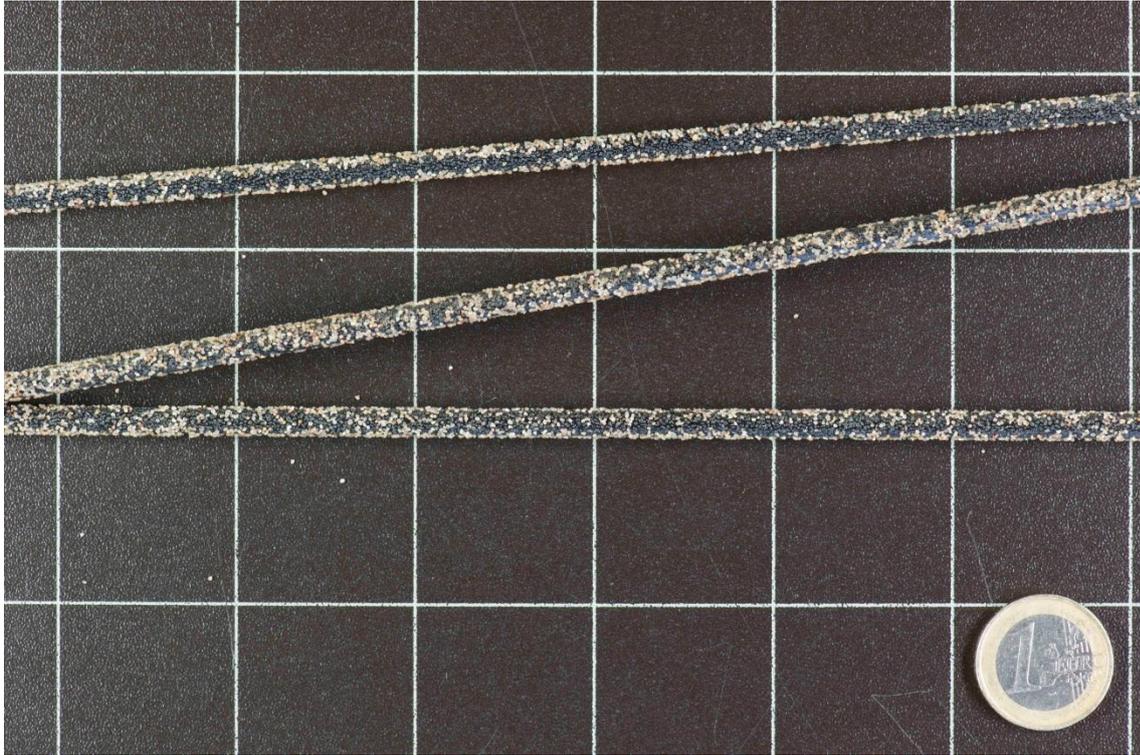


Abbildung 6.8: Besandeter Rundstab aus CFK \varnothing 5 mm.

7 Spannkraft-Einleitungsversuche

7.1 Hintergrund der Versuche

Die in den folgenden Kapiteln 7 bis 9 vorgestellten Forschungsergebnisse, welche ebenfalls in der Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“ (Ernst & Sohn Verlag) veröffentlicht wurden, haben ihren Ursprung in einer Studie über neue Anwendungsmöglichkeiten für hochwertige Fertigteile aus Beton, die durch die Forschungs- und Entwicklungsabteilung des Bauunternehmens Max Bögl aus Sengenthal betrieben wird. Dazu beauftragte die Firma das Architekturbüro „FATLAB“ und das Ingenieurbüro „Engelmann + Peters“, beide aus Stuttgart, mit der Entwicklung einer filigranen Tragstruktur aus Beton-Fertigteilen, welche die mechanische Leistungsfähigkeit des Werkstoffes und die hochpräzisen Fertigungsmöglichkeiten der Firma Max Bögl ausnutzen soll. Mit der wissenschaftlichen Begleitung des Projektes war außerdem die TU Graz in Form des Institutes für Tragwerksentwurf und des Labors für Konstruktiven Ingenieurbau betraut. Um ein möglichst leichtes Erscheinungsbild zu erreichen, fiel die Wahl des Tragwerks auf eine gefaltete Struktur aus ebenen Betonplatten, deren Ränder sich gegenseitig stützen und somit ein räumliches Tragverhalten mit hoher Steifigkeit erzeugen (Abbildung 7.1).¹

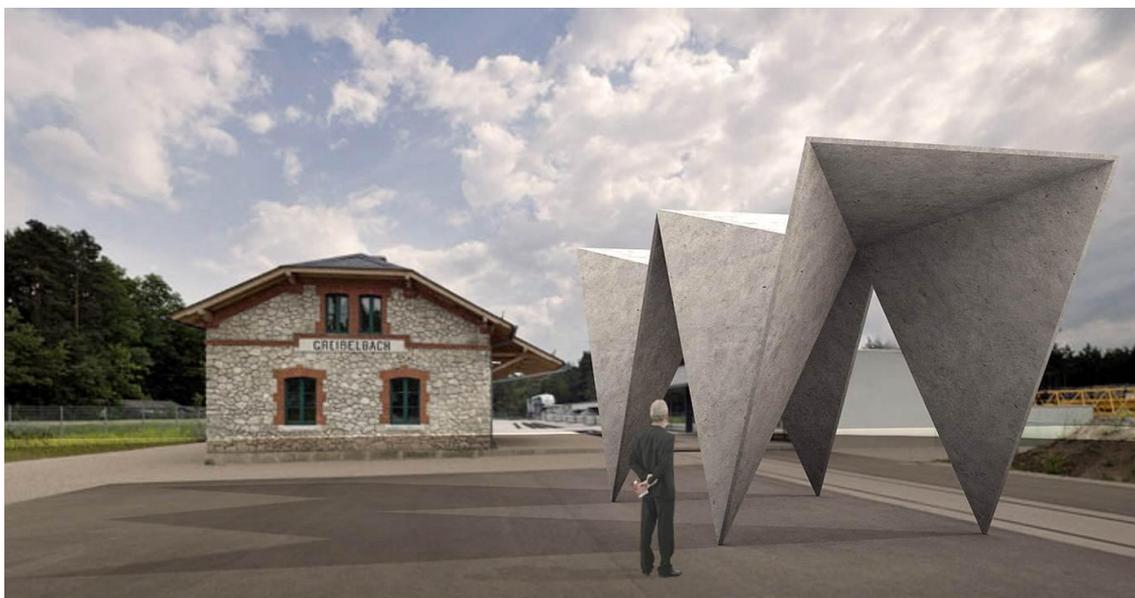


Abbildung 7.1: Visualisierung des Falterwerks (Copyright: FATLab Stuttgart).

Die Machbarkeitsstudie zeigte, dass die tragwerksplanerisch größte Herausforderung darin besteht, die freien, ungestützten Plattenränder des Falterwerks so zu gestalten, dass

¹ Forstlechner/Freytag/Peters 2015.

die äußeren Einwirkungen unter Einhaltung der im Bauwesen tolerierten Verformungen abgetragen werden können. Aufgrund der Plattenbiegung werden an den Rändern große Verformungen hervorgerufen, wie aus dem qualitativen Verformungsverlauf des Tragwerks unter Eigengewicht ersichtlich ist (Abbildung 7.2).

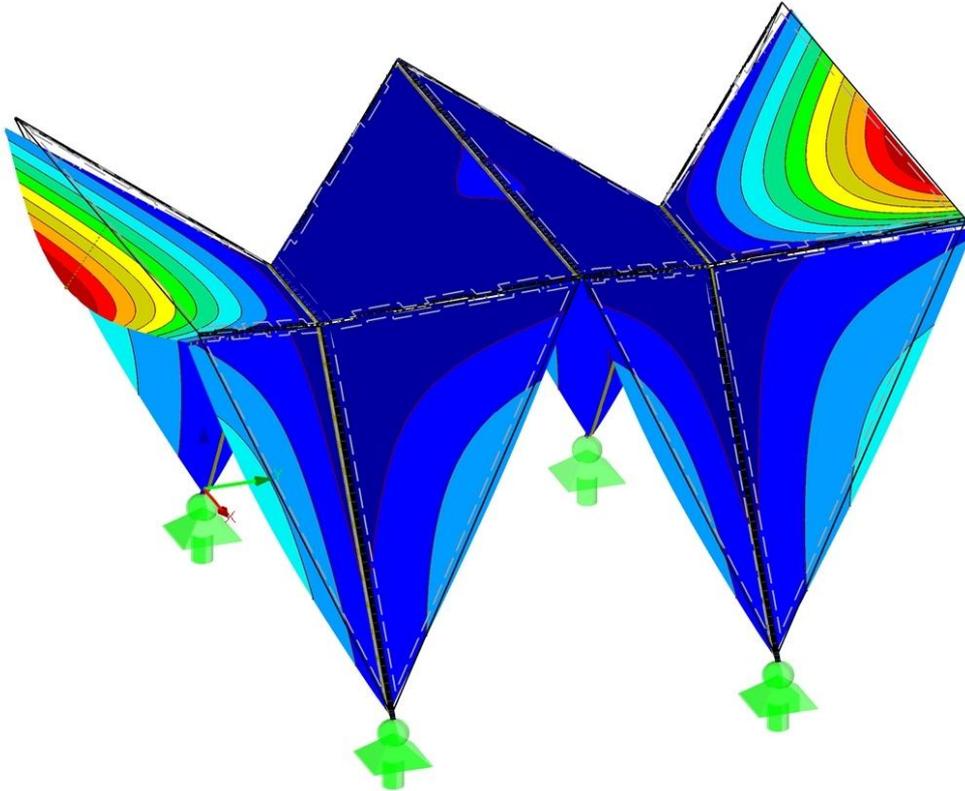


Abbildung 7.2: Vertikal-Verformungen unter Eigengewicht.

Der in diesem Projekt erarbeitete Lösungsvorschlag besteht darin, die Platten mit feinmaschigen Carbon-Textilgelegen möglichst oberflächennah zu bewehren und die Bereiche mit großen Verformungen zusätzlich mithilfe zentrisch angeordneter Spannglieder aus CFK vorzuspannen (Abbildung 7.3). Die statischen Berechnungen ergaben, dass so das gesamte Tragwerk inklusive der 4,5 m weit gespannten Plattenränder mit einer Betondicke von nur 5,0 cm ausgeführt werden kann. Da das Herstellungskonzept vorsah, die Fertigteil-Platten in produktionstechnisch günstigen Abmessungen zu betonieren und erst im Anschluss mittels CNC-Bearbeitung auf die exakte Geometrie zuzuschneiden, musste auf Endverankerungsköpfe verzichtet und die Spannkraft ausschließlich über die Verbundwirkung eingeleitet werden. Aufgrund der in Kapitel 6 beschriebenen mäßigen Verbundeigenschaften von Carbonbewehrung und der geringen Bauteildicke der Platten wurden anstelle kreisrunder Spannglieder dünne CFK-Lamellen eingesetzt, die ebenfalls besandet waren.

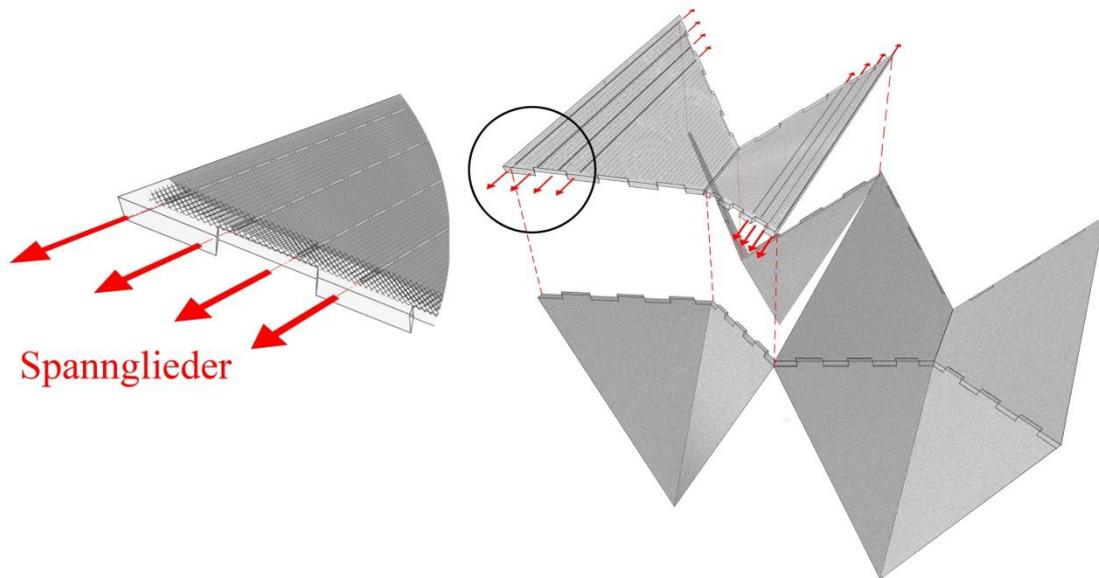


Abbildung 7.3: Bewehrungskonzept Faltschwerk.

7.2 Verwendete Materialien

Aufgrund der Dichtigkeits- und Dauerhaftigkeits-Anforderungen an das der Witterung ausgesetzte Sichtbeton-Tragwerk wurde als Konstruktionsmaterial ultra-hochfester Beton (UHPC) in Kombination mit korrosionsresistenter Carbon-Bewehrung gewählt, das im Weiteren als „Carbonbeton“ bezeichnet wird. Auf Stahl-Kurzfasern wurde im Rahmen des Projektes vollkommen verzichtet.

7.2.1 UHPC „Dyckerhoff Nanodur Compound“

Als UHPC kam das Produkt „Nanodur Compound 5941, grau“ der Firma Dyckerhoff zum Einsatz. Dabei handelt es sich um eine Bindemittel-Vormischung auf Basis des Portland-Kompositzements CEM II/B-S 52,5 mit Quarzmehl. Die Ziel-Druckfestigkeit im ausgehärteten Zustand ohne Wärmenachbehandlung beträgt $f_{cm} = 150 \text{ N/mm}^2$. Die Auswahl der Zuschlagstoffe, des Wasser-Bindemittel-Wertes und der Zusatzmittel erfolgte nach einem Rezept des Institutes für Betonbau der TU Graz (siehe Abbildung 7.4). Als Gesteinskörnung wurde der Quarzsand „Dorsilit“ mit einem Rundkorn-Durchmesser zwischen 0,3 und 2,5 mm verwendet. Als Fließmittel kam das Produkt „Viskokrete-20 Gold“ der Firma Sika zur Anwendung.²

² Datenblatt Dyckerhoff 2014.

		Institut für Betonbau Lessingstraße 25/I 8010 Graz Tel.: +43 (0)316 873 - 6191		 TU Graz Graz University of Technology	
Zielfestigkeit	≥ 150 MN/m ²	Baustelle:			
Verdichtung		Labor für konstruktiven Ingenieurbau - LKI			
Verdichtungsdauer		Infeldgasse 24			
Gesamtmenge	80.0 Liter	8010 Graz			
Herstelldatum:		Rezeptur:			
Lufttemperatur		Nanodur Compound 5941 - Q2345			
Zielsetzfließmaß (ohne Faser)	≥ 750 mm	V550-W17-SP1.6			
Einsatzstoff		Gehalt [kg/m ³]	Stoffraum [dm ³ /m ³]	Ansatz: 80.0 Ltr.	
1. Luftporengehalt in V%=Luftg.		0.00 %Vol. Bt	0.0		
2. Faser		0.00 %Vol. Bt			
Faser 1 (Stahlfaser L9-D0.15)	F1	0.00 %Vol. Bt	0.0	0.000 kg	0.000 kg
Faser 2 (Carbonfaser L10-W1-T0.2)	F2	0.00 %Vol. Bt	0.0	0.000 kg	0.000 kg
Summe Zuschlag		0.00 %Vol. Bt			
3. Matrix					
3.1. V Leim / (V Leim + V aggregate)		0.550			
3.2. Leim (Vol.%)		55.00 %Vol. Bt			
3.2.1. Pulver					
Nanodur Compound 5941 grau	NC	1039.15	1039.2	369.1	83.132 kg
Silicastaub (Sika® Silicoll P)	SF	0.00 % wt. NC	0.0	0.0	0.000 kg
Quarzmehl (Mikro-Dorsilit® 110)	QM	0.00 % wt. NC	0.0	0.0	0.000 kg
3.2.2. Zusatzmittel					
Fließmittel 1 (Sika® ViscoCrete®-20 Gold)	FM 1	1.60 % wt. NC	16.6	15.8	1.330 kg
Fließmittel 2	FM 2	0.00 % wt. NC	0.0	0.0	0.000 kg
3.2.3. Wasser					
(Wasser / Zement) Wert		17.00 % wt. NC			
Wasser added	W		165.0	165.0	13.201 kg
3.3. Gesteinkörnung (Vol.%)		45.00 %Vol. Bt			
Körnung 1 (Dorsilit® 0.1-0.5 mm)	K 1	0.00 % Vol. K	0.0	0.0	0.000 kg
Körnung 2 (Dorsilit® 0.3-0.8 mm)	K 2	16.42 % Vol. K	194.3	73.9	15.546 kg
Körnung 3 (Dorsilit® 0.6-1.2 mm)	K 3	34.67 % Vol. K	410.3	156.0	32.826 kg
Körnung 4 (Dorsilit® 1.0-1.8 mm)	K 4	20.08 % Vol. K	237.6	90.4	19.012 kg
Körnung 5 (Dorsilit® 1.6-2.5 mm)	K 5	28.83 % Vol. K	341.2	129.7	27.296 kg
Summe Zuschlag		100.00 %			
Beton			2404	1000.0	Setzfließmaß (mm)
w/NC-Wert			0.170		Vw/Vp _w = 0.479
w/b-Wert (w/(NC+SF))			0.170		
Rohdichten		ρ _d			ρ _d
Körnung 1 (Dorsilit® 0.1-0.5 mm)		2.630	Wassergehalt= 0.000	Nanodur Compound 5941 grau	2.815
Körnung 2 (Dorsilit® 0.3-0.8 mm)		2.630	Wassergehalt= 0.000	Silicastaub (Sika® Silicoll P)	2.300
Körnung 3 (Dorsilit® 0.6-1.2 mm)		2.630	Wassergehalt= 0.000	Quarzmehl (Mikro-Dorsilit® 110)	2.630
Körnung 4 (Dorsilit® 1.0-1.8 mm)		2.630	Wassergehalt= 0.000		
Körnung 5 (Dorsilit® 1.6-2.5 mm)		2.630	Wassergehalt= 0.000		
Faser 1 (Stahlfaser L9-D0.15)		7.850		Fließmittel 1 (Sika® ViscoCrete®-20 Gold)	1.050
Faser 2 (Carbonfaser L10-W1-T0.2)		1.800		Fließmittel 2	1.050

Abbildung 7.4: Zusammensetzung UHPC.³

Das Mischen des Betons erfolgte im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz mittels Intensivmischer der Firma Eirich (Typ: R09T), wobei der Ablauf folgendermaßen festgelegt wurde:

- 1 Minute: Trockenmischen bei 150 Drehungen pro Minute,
- 4 Minuten: Nassmischen bei 150 Drehungen pro Minute
- 4 Minuten: Nassmischen bei 300 Drehungen pro Minute.

Das Ausbreitmaß des Betons, welches an einem Probekörper mit 10 cm Durchmesser ermittelt wurde, betrug ca. 29 cm (siehe Abbildung 7.5).

³ Institut für Betonbau 2014.

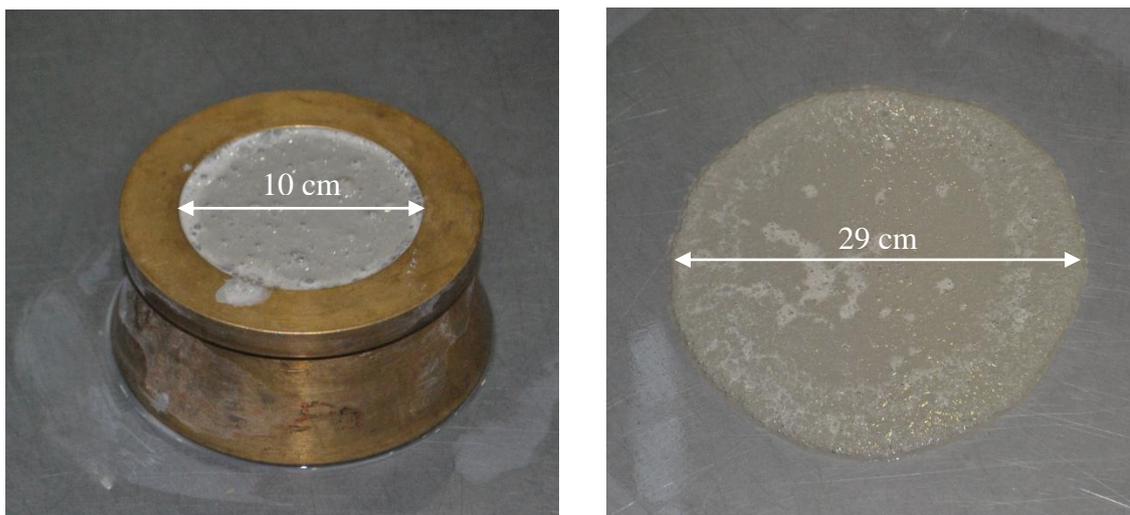


Abbildung 7.5: Flüssigbeton-Eigenschaften des verwendeten UHPC.

7.2.2 Textilgelege „Sigratex Grid 600“

Die oberflächennahe Bewehrung der Faltwerkplatten erfolgte durch das Textilgelege „Sigratex Grid 600“ der Fima SGL Carbon (Wiesbaden), welches aufgrund seiner Verwahrungsart und Beschichtung eine hohe Eigensteifigkeit aufweist. Die Zugfestigkeit der Einzelfasern beträgt $f_{Faser} = 4.000 \text{ N/mm}^2$, und der E-Modul $E_{Faser} = 240.000 \text{ N/mm}^2$ (Tabelle 7.1). In Hinblick auf eine Anwendung als Bewehrung müssen die Kennwerte auf im Beton wirksame Bündel-Festigkeiten abgemindert werden (siehe Kapitel 9).

Tabelle 7.1: Eigenschaften Sigratex Grid 600.⁴

Kenngröße	SIGRATEx Grid 600
Flächengewicht	600 g/m ²
Roving-Abstand	10,8 bzw. 18 mm
Querschnittsfläche	169 bzw. 101 mm ² /m
Faser-Zugfestigkeit	4.000 N/mm ²
Faser-E-Modul	240.000 N/mm ²
Bruchdehnung	1,7 %

⁴ Datenblatt SGL Composite Materials 2010.

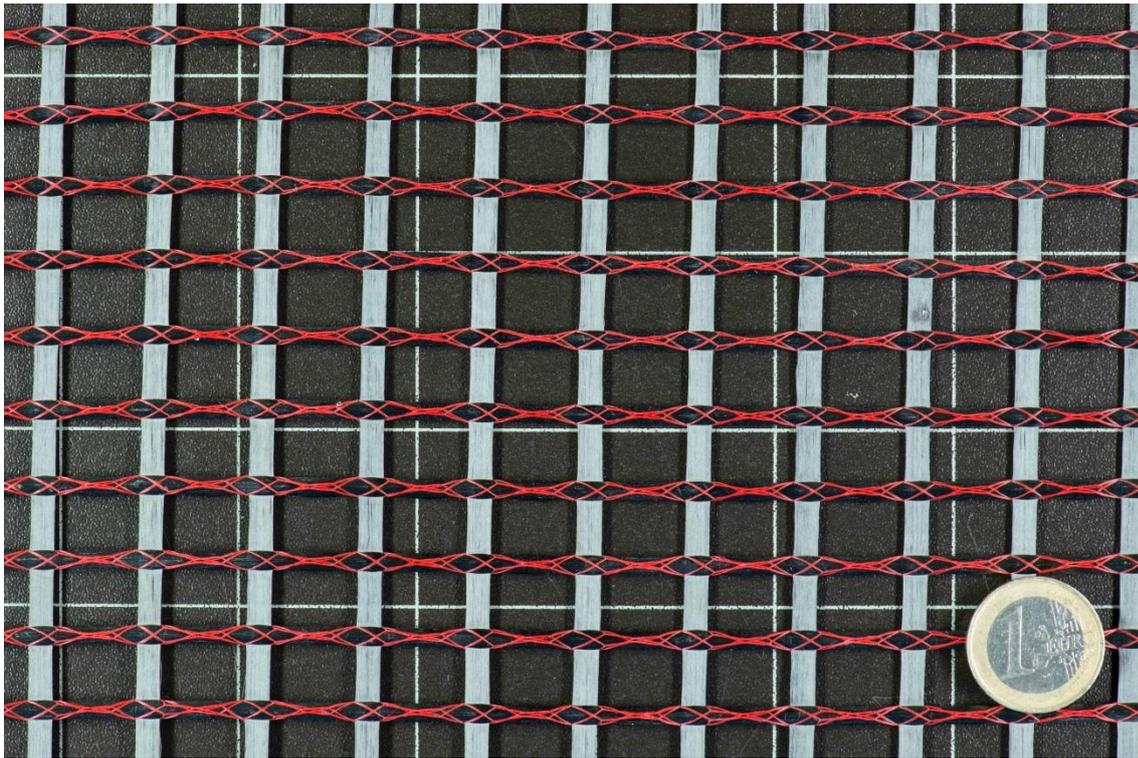


Abbildung 7.6: Textilgelege SGL Sigratex Grid 600.

7.2.3 CFK-Lamellen „S&P 80 · 1,4 mm“

Als Spannglied kam das Produkt „CFK-Lamellen 80 · 1,4 mm“ der Firma S&P Clever Reinforcement (Eisenstadt) zur Anwendung, welche als Klebelamelle zur Verstärkung von Betontragwerken eingesetzt wird. Die Zugfestigkeit des Faserverbundwerkstoffes beträgt $f_{cfk} = 2.800 \text{ N/mm}^2$, und der E-Modul $E_{cfk} = 160.000 \text{ N/mm}^2$ (Tabelle 7.2).

Tabelle 7.2: Eigenschaften S&P CFK-Lamellen 80 · 1,4.⁵

Kenngröße	Lamelle 80 · 1,4
Lamellentyp	150 / 2000
E-Modul	> 160.000 N/mm ²
Zugfestigkeit	> 2.800 N/mm ²
Bruchdehnung	> 16 %
Fasergehalt	> 68 Vol.-%
Dichte	1,6 g/cm ²
Querschnittsfläche	112 mm ²
Zugkraft bei 6 % Dehnung	118 kN
Max. Zugkraft	314 kN

⁵ Datenblatt S&P CFK-Lamelle 2014.

7.2.4 Oberflächen-Besandung

Die Besandung der CFK-Lamellen und Carbon-Grids erfolgte analog zu Kapitel 6. Zuerst wurde die Lamellen-Oberfläche mit Aceton gereinigt und anschließend mit einer ca. 0,2 mm dicken Epoxidharz-Schicht bestrichen (siehe Abbildung 7.7 - 7.8). Als Kleber kam der 2-Komponenten Epoxidharzkleber „S&P Resin Epoxy 55“ der Firma S&P Clever Reinforcement zur Anwendung, dessen mechanische Eigenschaften in Tabelle 7.3 angeführt sind. Anschließend wurde die Klebefläche mit Quarzsand bestreut und mittels Bürste nachbearbeitet. Als Besandung wurde der Quarzsand „Dorsilit Nr. 8“ mit einer Korngröße zwischen 0,3 - 0,8 mm verwendet.⁶



Abbildung 7.7: Auftragen der Klebers mittels Pinsel (links) bzw. Einstreuen des Quarzsandes (rechts).



Abbildung 7.8: Besandetes Carbon-Grid.

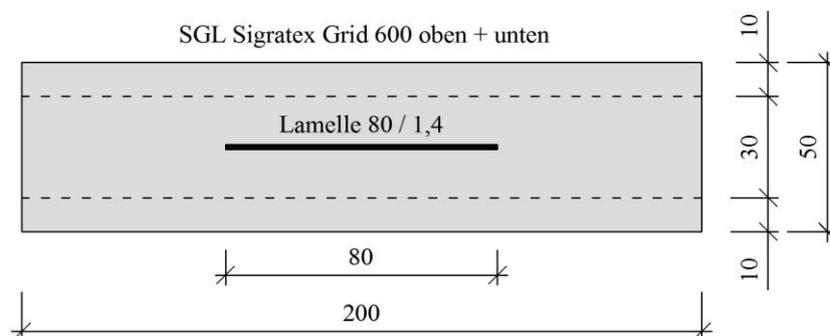
⁶ Datenblatt Dorsolit 2014.

Tabelle 7.3: S&P Epoxy Resin 55.⁷

Kenngröße	Epoxy Resin 55
Verarbeitungstemperatur	8 bis 35 °C
Durchhärtungszeit	7 Tage
Glasübergangstemperatur (EN 12614)	44 °C
Zugfestigkeit nach 14 Tagen	36 N/mm ²
E-Modul nach 14 Tagen	ca. 2.500 N/mm ²
Haftzugfestigkeit auf Stahl	> 15 N/mm ²

7.3 Versuchsaufbau

Zur Beurteilung des Einflusses von im Spannbett vorgespannten CFK-Lamellen auf das Tragverhalten dünner Textilbeton-Platten wurden im Zuge der Machbarkeitsstudie 2,5 m lange Plattenstreifen hergestellt, deren Querschnitt in Abbildung 7.9 dargestellt ist. Die Vorspannkraft P in der Höhe von 110 kN war so gewählt, dass unter den Gebrauchslasten des Faltwirks keine Risse im Beton auftreten. Der Lamellen-Querschnitt von $80 \cdot 1,4 \text{ mm} = 112 \text{ mm}^2$ ergab sich aus der Forderung gemäß Datenblatt S&P FRP-Systeme (2014), dass die Lamellen-Dehnung im Spannbett nicht mehr als $\varepsilon_{p0} = 6,0 \text{ ‰}$ beträgt. Die Textilbewehrung Sigratex Grid 600 an der Ober- und Unterseite ergibt einen Bewehrungsquerschnitt von jeweils $A_s = 34 \text{ mm}^2$. Die Breite der Plattenstreifen entspricht dem Achsabstand der Spannglieder im Faltwirk. Zur Beurteilung des Verbundverhaltens im Einleitungsbereich wurden während des Ablassens der Spannkraft Schlupf- und Dehnungsmessungen an den Probekörpern durchgeführt. Durch die Messungen sollten neben Erkenntnissen über die Lasteinleitungslänge auch Erkenntnisse über die zeitliche Entwicklung des Verbundes und das Auftreten möglicher Spaltrisse gewonnen werden.

**Abbildung 7.9:** Querschnitt Probekörper (Maße in mm).

⁷ Datenblatt S&P Resin Epoxy-55 2014.

Die Herstellung der Probekörper und Durchführung der Prüfungen erfolgten im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz. Der Betoniervorgang wurde am 14.11.2013 bzw. 13.12.2013, und der Einleitungsvorgang am 18.11.2013 bzw. 17.12.2014 durchgeführt. Die Lamellen-Vorspannkraft wurde mittels Stahlrahmen und hydraulischen Pressen aufgebracht (Abbildung 7.10). Die Verankerung der Lamellen erfolgte über Klemmschuhe der Firma S&P Clever Reinforcement, die zur Vorspannung von Klebe-Lamellen eingesetzt und für die Versuche entsprechend adaptiert wurden. Die Schalung der Versuchskörper war so konzipiert, dass die Carbon-Gelege darin befestigt und der Beton über einen 3 cm dicken Schlitz eingegossen wird (siehe Abbildung 7.11). Das Ausschalen der Probekörper und Einleiten der Vorspannung erfolgte nach vier Tagen (Abbildung 7.12). Das Messkonzept gemäß Abbildung 7.13 sah an den Stirnseiten der Platten induktive Wegaufnehmer zur Messung des Lamellen-Schlupfes (S1 - S4), in Plattenmitte zur Aufnahme der Betondehnung (B1 - B4), und an der Lamellen-Oberfläche zur Aufnahme der Lamellendehnung (L1 - L2) vor. Darüber hinaus wurde der hydraulische Druck in den Pressen miterfasst (P1 - P2). In zwei Betonier-Vorgängen wurden insgesamt vier Probekörper hergestellt, deren Eckdaten in Tabelle 7.4 angeführt sind. In der Darstellung der Versuchsergebnisse wird aufgrund der zwei Herstellungsvorgänge zwischen Probenreihe 1 (Platte A-1 und A-2) und Probenreihe 2 (Platte B-1 und B-2) unterschieden.

Tabelle 7.4: Eckdaten Spannkraft-Einleitungsversuche.

Kenngröße	Wert
Anzahl der Probekörper	4
Betonalter beim Einleiten der Spannkraft	4 Tage
Spannkraft P in Lamellen	110 kN
Lamellendehnung im Spannbett ε_{p0}	6,0 ‰



Abbildung 7.10: Spannbett-Vorspannung und Schalung des Versuchskörpers.

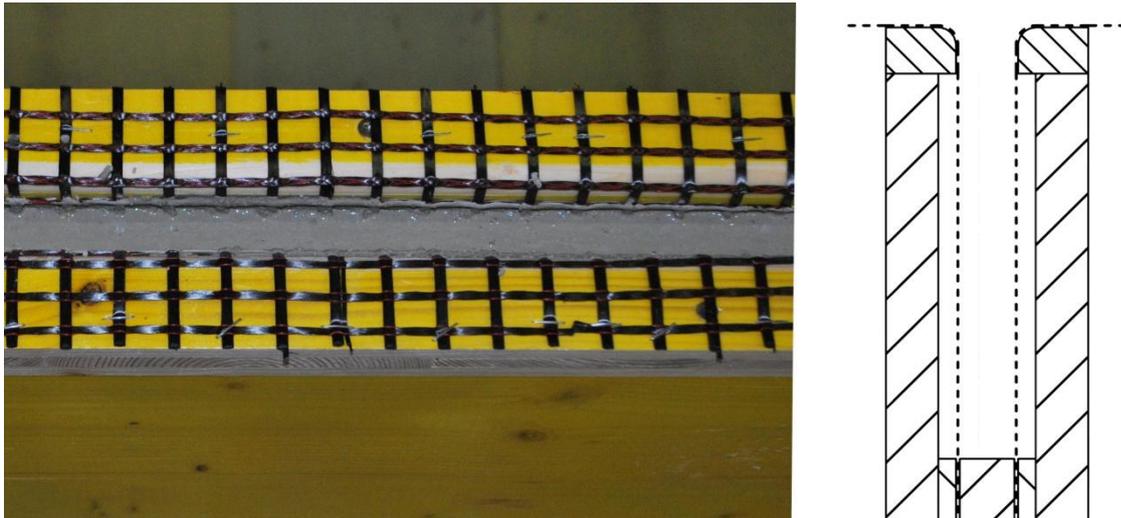


Abbildung 7.11: Schalung Versuchskörper.



Abbildung 7.12: Versuchskörper nach Ausschalen.

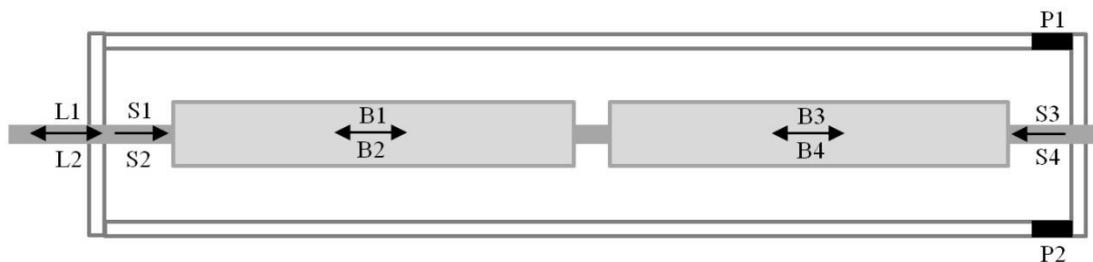


Abbildung 7.13: Messkonzept Spannkraft-Einleitungsversuche.

7.4 Versuchsergebnisse und Interpretation

Der zeitliche Verlauf des Spannkraft-Einleitungs Vorganges ist in Abbildung 7.14 und Tabelle 7.5 dargestellt. Das Ablassen der Vorspannung erfolgte bei beiden Probereihen zwischen Sekunde 300 - 500, und die Ablassgeschwindigkeit betrug im Mittel 800 N/sec. Da die Versuche neben dem Zusammenhang zwischen der eingeleiteten Vorspannkraft und dem Lamellenschlupf auch Aussagen über das Kriechverhalten des

Verbundes bzw. des Betons liefern sollen, wurden die Messungen nach vollständigem Ablassen noch über eine Stunde fortgesetzt.

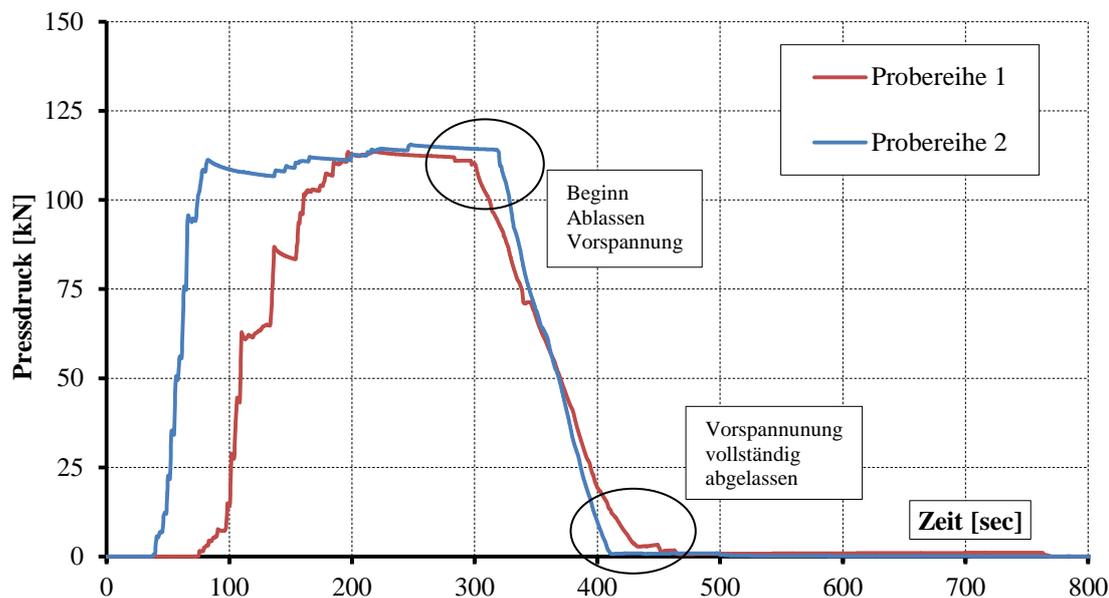


Abbildung 7.14: Zeitlicher Verlauf des hydraulischen Pressdrucks während des Einleitungs-Vorganges.

Tabelle 7.5: Eckdaten Spannkraft-Einleitungs-Vorgang.

Kenngröße	Probereihe 1	Probereihe 2
Beginn Ablassen Vorspannung	300 sec	320 sec
Ende Ablassen Vorspannung	470 sec	410 sec
Dauer Ablassen	170 sec	110 sec
Eingeleitete Vorspannkraft	110 kN	110 kN
Ablass-Geschwindigkeit	640 N/sec	1000 N/sec
Ende Messung	8200 sec	4500 sec

Die zeitliche Entwicklung des Lamellen-Schlupfes während des Spannkraft-Einleitungs Vorganges ist in Abbildung 7.15 und Tabelle 7.6 dargestellt. Nach Beendigung des Ablassvorganges betrug der Schlupf bei Probereihe 1 gemittelt $s = 0,8$ mm, und bei Probereihe 2 gemittelt $s = 0,4$ mm. Danach konnte in beiden Probereihen ein zeitabhängiges Verbundkriechen festgestellt werden, das sich asymptotisch einem Endwert nähert. Nach 75 Minuten betrug der Schlupf bei Probereihe 1 gemittelt $s = 1,8$ mm (+ 125 %), und bei Probereihe 2 gemittelt $s = 0,7$ mm (+ 75 %).

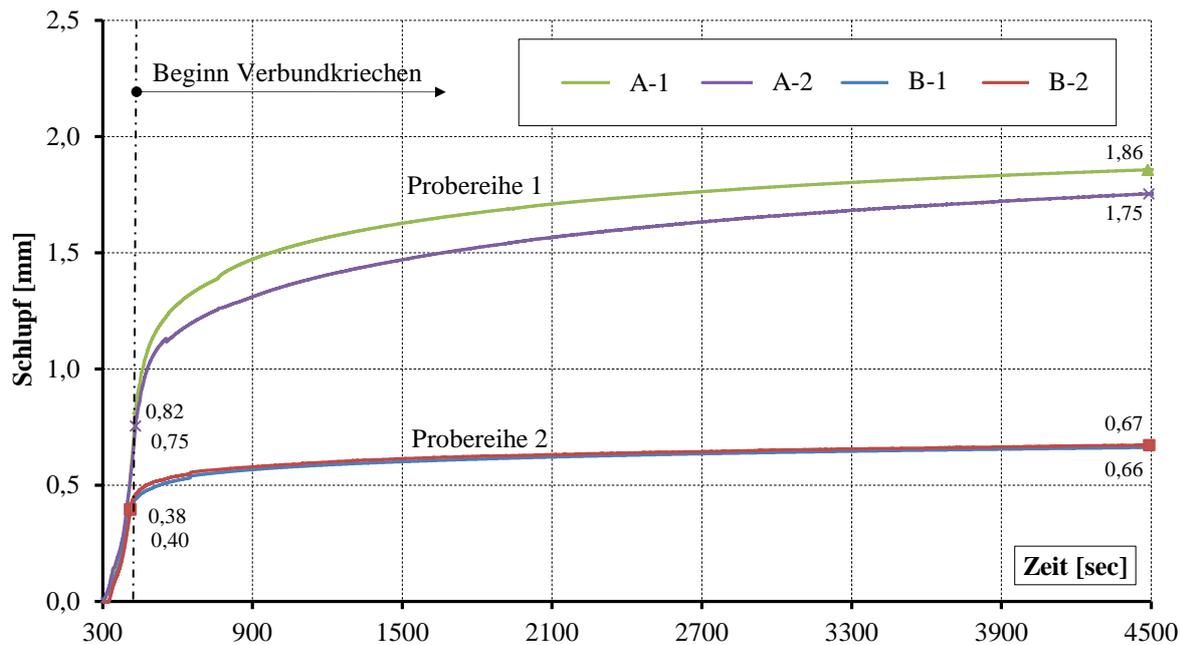


Abbildung 7.15: Zeitliche Entwicklung des Lamellen-Schlupfes.

Tabelle 7.6: Zeitliche Entwicklung des Lamellen-Schlupfes.

Kenngröße	Platte A-1	Platte A-2	Platte B-1	Platte B-2
	Probereihe 1		Probereihe 2	
Schlupf direkt nach Ablassen der Vorspannung	0,82 mm	0,75 mm	0,38 mm	0,40 mm
Schlupf bei t = 4500 sec	1,86 mm	1,75 mm	0,66 mm	0,67 mm
Schlupfzunahme	+ 127 %	+ 133 %	+ 74 %	+ 68 %

Der Grund für die unterschiedlichen Schlupf-Werte dürfte darin liegen, dass bei Probereihe 1 im Zuge des Ablassvorganges Längsrisse im Einleitungsbereich auftraten, die ein Absinken der Verbundfestigkeit bewirkten. Obwohl beide Probereihen mit gleichem Material und zeitlichem Ablauf hergestellt wurden, traten die Risse nur bei einer Probereihe auf. Dies deutet darauf hin, dass die gewählten 110 kN Vorspannkraft einen Grenzwert für 5 cm dicke Platten darstellen dürften. Zur Vermeidung von Längsrissen sollten zukünftig entweder geringere Vorspannkraften gewählt, oder der Einleitungsbereich in Querrichtung zusätzlich bewehrt werden. Der Zusammenhang zwischen Schlupf- und abgelassener Vorspannkraft ist in Abbildung 7.16 dargestellt und weist keinen sprunghaften Schlupf-Anstieg auf, der auf eine plötzlich einsetzende Rissbildung hindeutet. Dies bedeutet, dass die Längsrisse entweder schon vor dem Einleiten der Vorspannkraft vorhanden waren oder sich unmittelbar mit dem Einsetzen des Einleitvorganges kontinuierlich entwickelten.

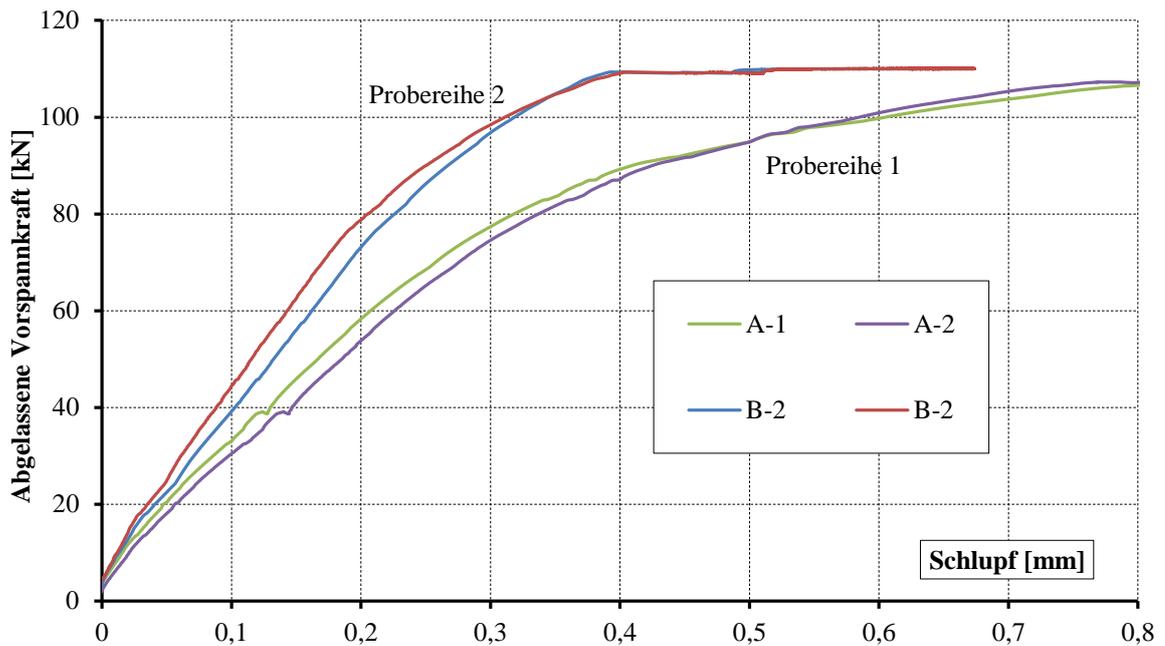


Abbildung 7.16: Zusammenhang zwischen Schlupf und abgelassener Vorspannkraft.

Aus Abbildung 7.17 ist ersichtlich, dass alle Versuchskörper einen linearen Zusammenhang zwischen abgelassener Vorspannkraft und Betondehnung in Feldmitte aufweisen. Daraus kann geschlossen werden, dass bei 2,5 m langen Plattenstreifen die Spannkraft in voller Höhe eingeleitet wird, und dass die Längsrisse im Einleitungsbereich keinen Einfluss auf die Höhe der Vorspannung in Feldmitte haben. Die Betondehnung beträgt nach vollständigem Ablassen der Vorspannkraft rund $\varepsilon_{c0} = 0,22 \text{ ‰}$, und nähert sich aufgrund des Betonkriechens asymptotisch einem Endwert, der rund $\varepsilon_{c\infty} = 0,28 \text{ ‰}$ (+ 30 %) beträgt. Dies entspricht einem Spannkraftverlust von rund 5 kN, weshalb die Vorspannkraft P in den folgenden Kapiteln mit $P = 105 \text{ kN}$ angenommen wird.

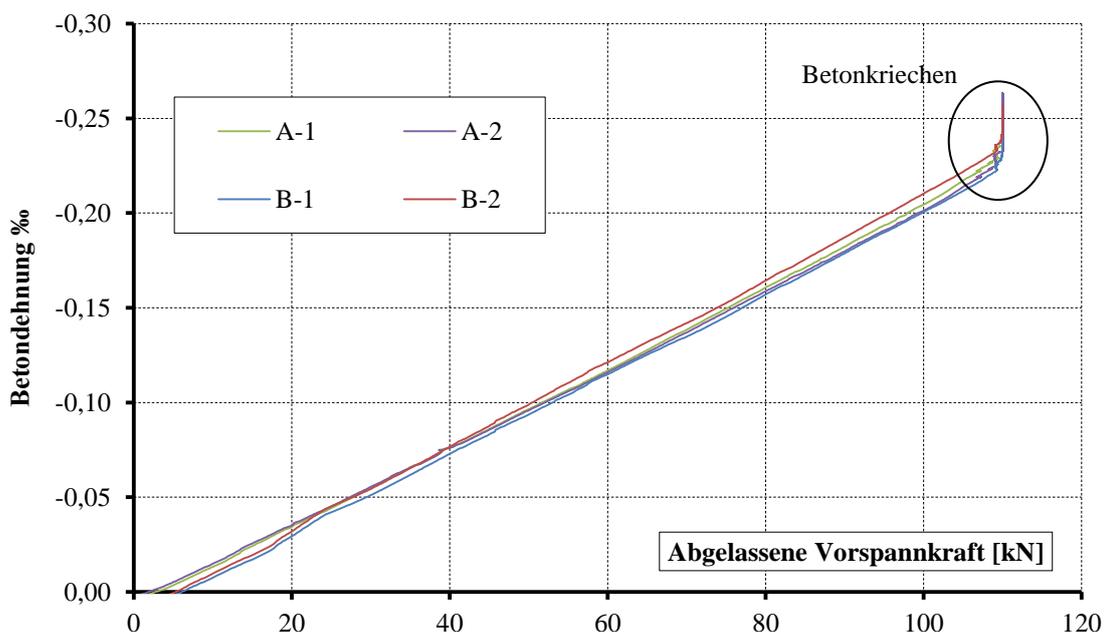


Abbildung 7.17: Zusammenhang zwischen abgelassener Vorspannkraft und Betondehnung.

Da die Lasteinleitungslänge l_t nicht direkt über Dehnungsmessungen bestimmt wurde, musste sie näherungsweise aus der Beziehung zwischen dem Schlupf s und der Lamellendehnung vor Ablassen der Spannkraft ε_{p0} rückgerechnet werden. Dazu wurde vereinfachend eine über die Einleitungslänge konstant wirkende Verbundspannung $\tau_{b,p}$ angenommen (Gleichung 7.1 bzw. Abbildung 7.18). Unter Berücksichtigung einer Lamellenvordehnung in der Höhe von $\varepsilon_{p0} = 6,0 \text{ ‰}$ ergeben sich Lasteinleitungslängen von $l_t = 60 \text{ cm}$ bei Probereihe 1, und $l_t = 23 \text{ cm}$ bei Probereihe 2. Die Längsrisse von Probereihe 1 hatten ebenfalls Längen von rund 60 cm, was die Plausibilität der Näherungsrechnung bekräftigt (Abbildung 7.19). Die über die Lasteinleitungslänge gemittelte Verbundspannung $\tau_{b,p}$ beträgt bei Probereihe 1 $\tau_{b,p} = 1,1 \text{ N/mm}^2$, und bei Probereihe 2 $\tau_{b,p} = 3,0 \text{ N/mm}^2$, was wie erwartet unter den Verbundfestigkeitswerten der Ausziehversuche von Kapitel 6 liegt. Die zusammengefassten Ergebnisse der Spannkraft-Einleitungsversuche sind in Tabelle 7.7 dargestellt.

$$l_t = \frac{s}{\varepsilon_m} \quad \text{bzw.} \quad \varepsilon_{sm} = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2} \quad \text{Gleichung 7.1}$$

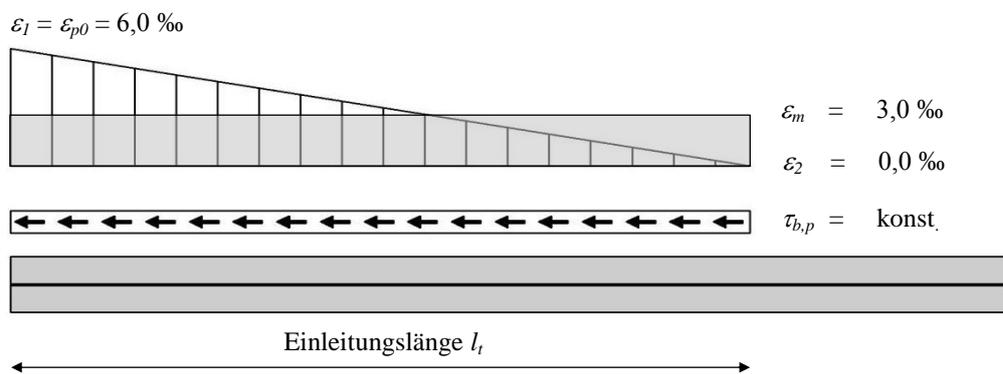


Abbildung 7.18: Idealisierter Verbundspannungs- und Dehnungsverlauf.

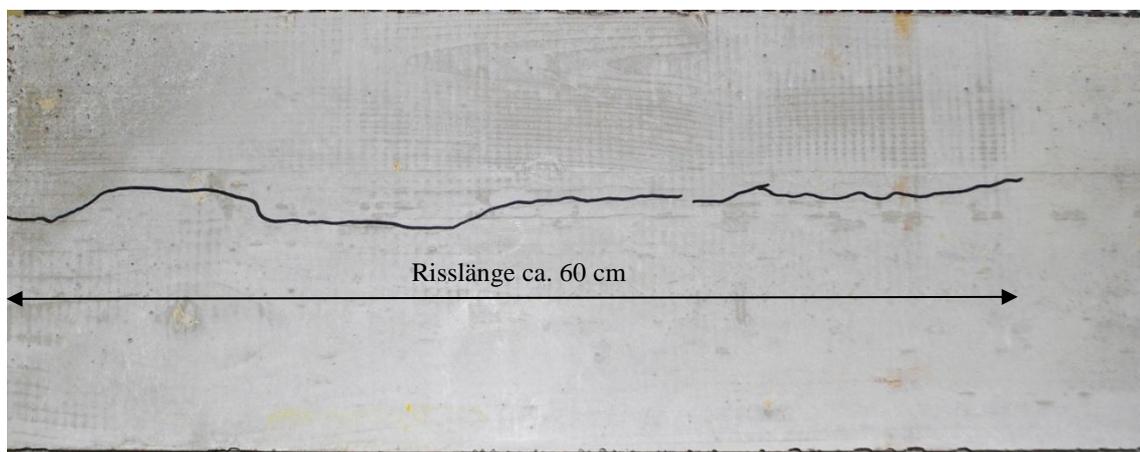


Abbildung 7.19: Längsrisse im Lasteinleitungsbereich bei Probereihe 1.

Tabelle 7.7: Versuchsergebnisse Spannkraft-Einleitungsversuche.

Kenngröße	Platte A-1	Platte A-2	Platte B-1	Platte B-2
Lamellen-Vordehnung ε_{p0}	6,01 ‰	6,01 ‰	6,06 ‰	6,05 ‰
Lamellen-Schlupf s nach 4500 sec	1,88 mm	1,75 mm	0,66 mm	0,67 mm
dazugehörige Einleitungslänge l_t	625 mm	582 mm	218 mm	221 mm
dazugehörige Verbundspannung $\tau_{b,p}$	1,1 N/mm ²	1,1 N/mm ²	3,0 N/mm ²	3,0 N/mm ²

Eine weitere Erkenntnis der Spannkraft-Einleitungsversuche ist die Tatsache, dass die ungewollte Abweichung e der CFK-Lamellen von ihrer planmäßig zentrischen Lage auch bei höchster Sorgsamkeit im Bereich von $a = 1 - 2$ mm liegt (Abbildung 7.20). Dies kann aus den Dehnungsmessungen an der Ober- und Unterseite der Betonplatten in Feldmitte während des Spannkraft-Einleitens rückgeschlossen werden (Tabelle 7.8). Während bei normgemäßen Stahlbeton-Bauteilabmessungen derartige Abweichungen keinen nennenswerten Einfluss haben, wirken sie sich bei 5 cm dicken Platten wie in Abbildung 7.21 in nicht zu unterschätzendem Maße auf die Tragfähigkeit aus. In den Trag- und Bemessungsmodellen der folgenden Kapitel wird daher der innere Hebelarm z der CFK-Lamellen und Textilbewehrung stets gegenüber der planmäßigen Lage um ein Vorhaltemaß a in der Höhe von $a = 2$ mm verringert.

**Abbildung 7.20:** Abweichung der Bewehrung von ihrer planmäßigen Lage.

Tabelle 7.8: Betondehnungen ε_u und ε_o in Plattenmitte (Ober- und Unterseite) nach Einleiten der Vorspannkraft, und daraus rückgerechnete Lamellen-Exzentrizität e .

Kenngröße	ε_o	ε_u	$e^{*)}$
Platte A-1	- 0,21 ‰	- 0,24 ‰	0,6 mm
Platte A-2	- 0,18 ‰	- 0,25 ‰	1,4 mm
Platte B-1	- 0,20 ‰	- 0,24 ‰	0,7 mm
Platte B-2	- 0,20 ‰	- 0,26 ‰	1,0 mm

$$*) e = (\varepsilon_o - \varepsilon_u) / (\varepsilon_o + \varepsilon_u) \cdot h / 6$$



Abbildung 7.21: Fertiger Carbonbeton-Plattenstreifen.

8 Biegeversuche

Nach Einleitung der Spannkraft und Aushärten des Betons (150 Tage) wurden am 29.04.2014 im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz 4-Punkt Biegeversuche an den Plattenstreifen von Kapitel 7 durchgeführt (Abbildung 8.1). Durch die Versuche sollte der Einfluss der zentrischen Spannlieder auf das Tragverhalten ermittelt, und die Frage beantwortet werden, ob die geringe Verbundfestigkeit der Carbonbewehrung negative Auswirkungen auf das Biegetragverhalten dünner UHPC-Platten besitzt.



Abbildung 8.1: Versuchsaufbau 4-Punkt Biegeversuche.

8.1 Versuchsaufbau

Der Überstand der Prüfkörper wurde mit 10 cm festgelegt, was einer baupraktisch ausführbaren Auflagerlänge entspricht. Die Spannweite betrug somit 2,3 m. Der Abstand der Lasteinleitungspunkte wurde mit 50 cm festgelegt (Abbildung 8.2). Bei Durchführung der verformungsgesteuerten Versuche wurden dieselben Probekörper-Bezeichnungen wie bei den Spannkraft-Einleitungsversuchen verwendet (Platte A-1 bis B-2). Zusätzlich wurde zu Vergleichszwecken eine ausschließlich textilbewehrte Platte geprüft (V-1). Neben der Vertikalverformung in Feldmitte wurde die Dehnung an der Ober- und Unterseite der Platten in Feldmitte aufgenommen (D1 und D2), um den Zu-

sammenhang zwischen äußerem Moment und Platten-Krümmung herstellen zu können (siehe Kapitel 9).

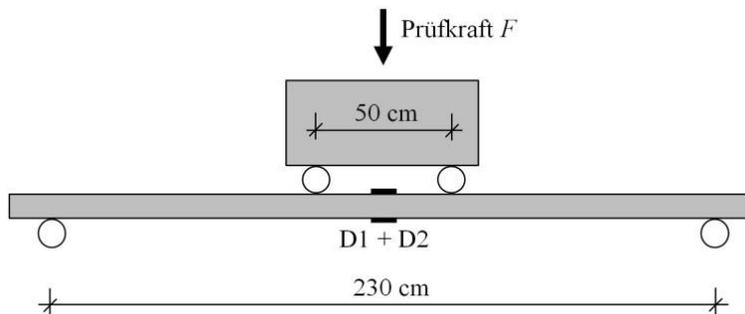


Abbildung 8.2: Schematischer Versuchsaufbau 4-Punkt Biegeversuche.

8.2 Versuchsergebnisse und Interpretation

Die Prüfkraft, welche zum Auftreten des ersten Risses im Beton führt, betrug bei den vorgespannten Carbonbeton-Platten zwischen $F_{Riss} = 2,5 \text{ kN} - 3,2 \text{ kN}$, und bei der schlaff bewehrten Vergleichsplatte $F_{Riss} = 1,6 \text{ kN}$ (Abbildung 8.3). Daraus ergeben sich für die vorgespannten Platten fiktive Erstriss-Spannungen σ_{Riss} – ermittelt aus dem Quotient von Biegemoment und Widerstandsmoment der ungerissenen Betons – zwischen $\sigma_{Riss} = 15 - 19 \text{ N/mm}^2$. Die bedeutet eine Steigerung $\Delta\sigma_{Riss}$ zwischen $8 - 12 \text{ N/mm}^2$ gegenüber der Betonzugfestigkeit $f_{ctm} = 7 \text{ N/mm}^2$ (Tabelle 8.1). Die Abweichungen zur planmäßigen Vorspannung $\sigma_{cp} = 10,5 \text{ N/mm}^2$ ist mit der ungewollten Lageungenauigkeit der Spannglieder zu erklären. Neben der Kraft bei Auftreten des ersten Risses ist auch die Kraft bei einer Verformung von $L / 250$, also rund 9 mm , eine wichtige Kenngröße zur Beurteilung des Tragverhaltens, da dies eine mögliche Maximal-Verformung unter Gebrauchslasten darstellt. Im Falle der vorgespannten Proben betrug die Prüfkraft zwischen $F_{Gebrauch} = 3,2 \text{ kN} - 3,8 \text{ kN}$, bei der ausschließlich textilbewehrten Platte betrug $F_{Gebrauch} = 1,5 \text{ kN}$.

Zur Beurteilung der maximalen Platten-Tragfähigkeit wurde die Prüfkraft kontinuierlich gesteigert (Abbildung 8.4). Allerdings konnte der Bruchzustand der Platten nicht erreicht werden, da die Versuche bei einer Verformung von 120 mm aufgrund großer Auflagerverdrehungen und -verschiebungen abgebrochen wurden. Die maximal gemessene Prüfkraft betrug zwischen $F_{Max} = 7,3 \text{ kN} - 9,7 \text{ kN}$ bei den vorgespannten Platten und $F_{Max} = 2,7 \text{ kN}$ bei der Vergleichsplatte. Wie aus der Nachrechnung in Kapitel 9 ersichtlich ist, hatten die Platten bereits nahezu ihre theoretische Bruchlast erreicht.

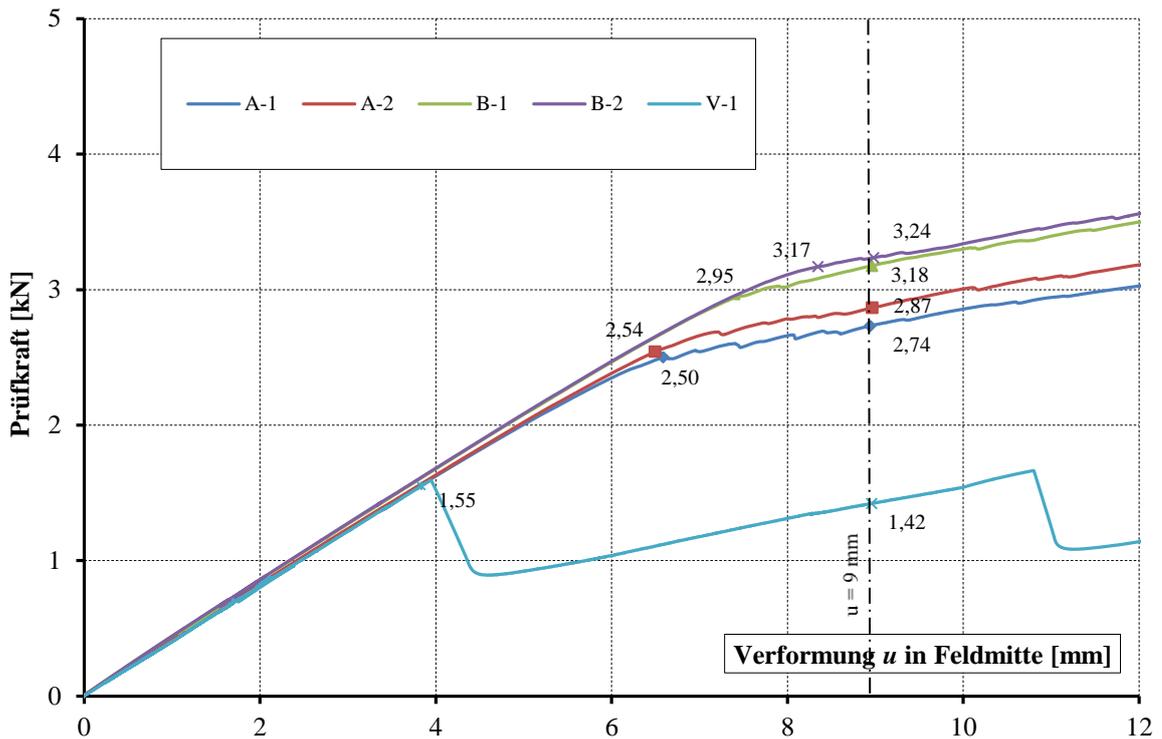


Abbildung 8.3: Experimentell ermittelte Arbeitslinie der Carbonbeton-Platten bis 12 mm Verformung.

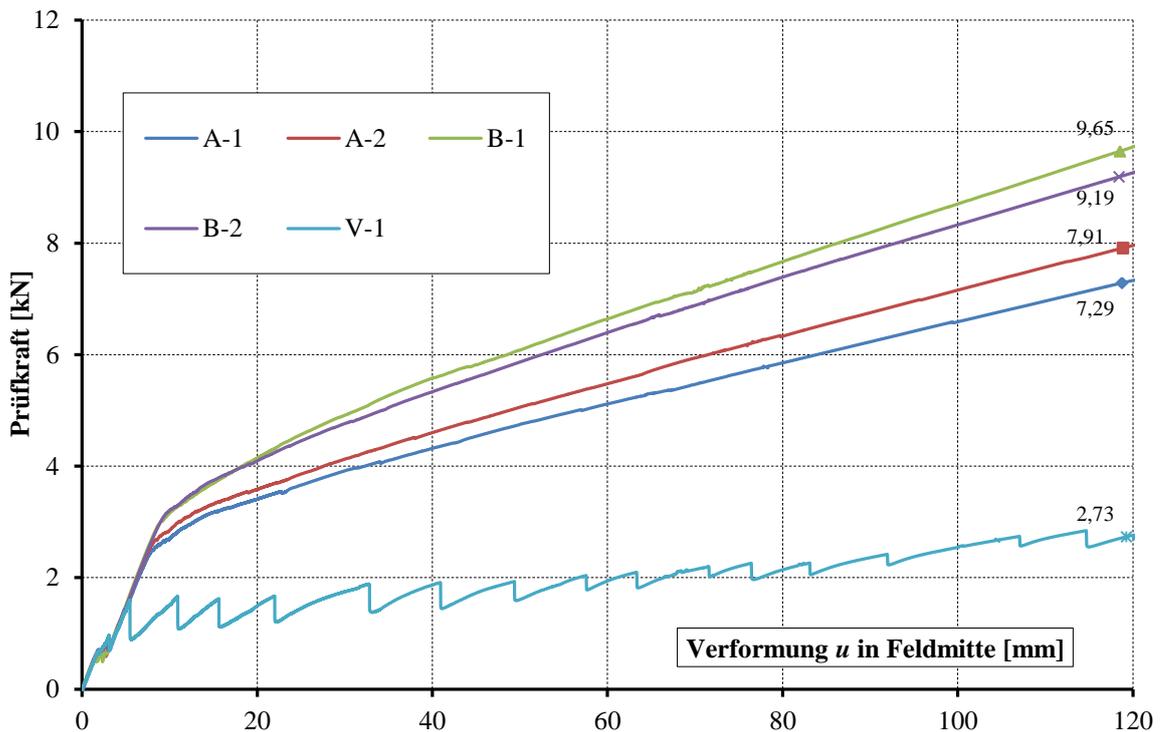


Abbildung 8.4: Experimentell ermittelte Arbeitslinie der Carbonbeton-Platten bis 120 mm Verformung.

Der mittlere Rissabstand betrug rund 4 cm bei den vorgespannten Platten, und 7 cm bei der schlaff bewehrten Vergleichsplatte (Abbildung 8.5). Der Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Beton erfolgte bei den vorgespannten Platten im Gegensatz zur Vergleichsplatte ohne erkennbare Zacken in der Arbeitslinie.



Abbildung 8.5: Rissbild der vorgespannten Carbonbeton-Platten nach Durchführung der Versuche.

Tabelle 8.1: Ergebnisse 4-Punkt Biegeversuche. *)

Kenngröße	Platte A-1	Platte A-2	Platte B-1	Platte B-2	Platte V-1
Kraft bei F_{Riss}	2,5 kN	2,5 kN	3,0 kN	3,2 kN	1,6 kN
Spannung σ_{Riss} **)	15 N/mm ²	16 N/mm ²	18 N/mm ²	19 N/mm ²	7 N/mm ²
Kraft $F_{Gebrauch}$ bei $u = 15$ mm	3,2 kN	3,4 kN	3,8 kN	3,8 kN	1,5 kN
Kraft F_{Max} bei $u = 120$ mm	7,3 kN	7,9 kN	9,2 kN	9,7 kN	2,7 kN
Moment M_{Max} bei $u = 120$ mm	3,6 kNm	3,9 kNm	4,5 kNm	4,7 kNm	1,5 kNm

*) Das Eigengewicht der Platten wurde mit 50 kg berücksichtigt

**) $\sigma_{Riss} = M / W$

Die Biegeversuche zeigen, dass mit besandeter Carbonbewehrung ein zufriedenstellendes Verbundverhalten erzielt wird. Das Rissbild ist sowohl im Falle der schlaff bewehrten, als auch im Falle der vorgespannten Plattenstreifen fein und gleichmäßig verteilt (Abbildung 8.6). Die vorgespannten Platten weisen allerdings wie erwartet ein deutlich leistungsfähigeres Tragverhalten auf. Dies ist einerseits auf den höheren Bewehrungsgrad, und andererseits auf die zusätzliche Druckkraft im Beton zufolge der Vorspannung zurückzuführen. Die maximal gemessene Prüfkraft F_{max} ist im Falle der vorgespannten Platten mehr als dreimal so groß wie bei der schlaff bewehrten Vergleichsplat-

te. Außerdem wird durch das Überdrücke der ungerissene Zustand I vergrößert, was eine hohe Steifigkeit auf Gebrauchslastniveau ermöglicht (Abbildung 8.7). Darüber hinaus werden die Risse im Falle der vorgespannten Platten bei Entlastung kontinuierlich kleiner, bis der Querschnitt wieder vollständig überdrückt ist.



Abbildung 8.6: Abgeschlossenes Rissbild der vorgespannten Carbonbeton-Platten.

Aufgrund des linear-elastischen Materialverhaltens von UHPC und Carbon ist auch das Tragverhalten der Carbonbeton-Platten linear-elastisch bis zum Bruch. Lokale Schädigungen zufolge Überlastung können aufgrund des fehlenden plastischen Verformungsvermögens nur schwer festgestellt werden. Das globale Biegeversagen wird allerdings durch große Bauteilverformungen angekündigt, wie aus Abbildung 8.8 ersichtlich ist.



Abbildung 8.7: Tragverhalten der vorgespannten Platten unter Personenlast.



Abbildung 8.8: Plattenverformung kurz vor Erreichen des Bruchzustandes.

9 Modellbildung und Bemessung dünner Carbonbeton-Platten

Wie in den Laborversuchen der vorangegangenen Kapitel aufgezeigt wurde, stellen Carbon-Gelege in Kombination mit vorgespannten CFK-Lamellen eine vielversprechende Möglichkeit zum Bewehren dünner Betonplatten dar. Die Vorteile liegen einerseits in der Korrosionsbeständigkeit, welche sehr geringe Betondeckungen ermöglicht, und andererseits in der hohen Zugfestigkeit, die den Werkstoff auch wirtschaftlich konkurrenzfähig macht, sofern die Festigkeit ausgenutzt wird.

Die durchgeführten Biegeversuche zeigen, dass das Tragverhalten der untersuchten Carbonbeton-Platten viele Gemeinsamkeiten mit Stahlbeton aufweist. Zu den grundlegenden Unterschieden zwischen den beiden Materialien zählen allerdings:

- der Umstand, dass bei der entwickelten Leichtbauweise alle Dimensionen rund eine Zehnerpotenz kleiner sind, weshalb ungewollte Lageungenauigkeit im Bereich weniger Millimeter bereits einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf das Tragverhalten besitzen,
- das eher mäßige Verbundverhalten von Carbonbewehrung sowohl zwischen Beton und Bewehrung, als auch zwischen den Einzelfasern, das zu großen Verankerungslängen und geringen Bewehrungs-Bündelfestigkeiten führt,
- und das linear-elastische Materialverhalten von Carbon und UHPC bis zum Bruch ohne plastische Umlagerungskapazität, wodurch das gleichzeitige Erreichen sowohl der Beton-, als auch Bewehrungs-Festigkeit im Sinne der Effizienz erschwert wird.

Das in diesem Kapitel vorgestellte Modell zur Beschreibung des Biegetragverhaltens und das daraus abgeleitete Bemessungskonzept für schlaffe und vorgespannte Carbonbeton-Platten soll verdeutlichen, dass bei verlässlicher Kenntnis der mechanischen Eigenschaften der Einzel-Komponenten eine genau Vorhersage des Bauteil-Tragverhaltens möglich ist.

9.1 Grundlagen über die Biegebemessung von Stahl- und Carbonbeton

Die Biegebemessung von Stahlbetontragwerken erfolgt grundsätzlich in zwei Stufen, wobei im ersten Schritt durch überschlägige Vorbemessungsregeln die Betongeometrie festgelegt wird, um unzulässige Tragwerks-Verformungen zu verhindern. Die exakte Festlegung der Tragfähigkeit erfolgt im zweiten Schritt durch Bestimmung des Beweh-

rungsgrades, der so gewählt wird, dass das innere Kräftepaar aus Beton-Druckkraft und Bewehrungs-Zugkraft in der Lage ist, die äußeren Einwirkungen aufzunehmen. Dies hat zur Folge, dass Betonbauteile gleicher Geometrie keine absolute Tragfähigkeit besitzen, sondern in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades ein Spektrum an möglichen Traglasten aufweisen.

Bei Stahlbeton-Tragwerken nach Eurocode EN 1992-1-1 hat im Grenzzustand der Tragfähigkeit der (normalfeste) Beton unter Biegebeanspruchung die Bruchdehnung $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$ in der Druckzone erreicht, während die (normalduktilen) Bewehrung in der Zugzone zur Sicherstellung eines ausreichenden Verformungsvermögens zumindest die Fließdehnung $\varepsilon_{sy} = 2,1 \text{ ‰}$, und maximal die Bruchdehnung $\varepsilon_{su} = 25 \text{ ‰}$ aufweist (Abbildung 9.1). Bauteile mit geringem Bewehrungsgrad besitzen im Bruchzustand große Bewehrungsdehnungen und Querschnittskrümmungen, Bauteile mit hohem Bewehrungsgrad dagegen niedrige. Die bemessungsrelevante Bewehrungs-Zugspannung von Stahlbetontragwerken kann aufgrund des plastischen Verformungsvermögens des Stahls über das gesamte Dehnungsspektrum mit der Fließfestigkeit f_y angenommen werden. Dies hat zur Folge, dass innerhalb der beschriebenen Dehnungsgrenzen durch eine Verdoppelung der Biegezug-Bewehrung A_s zugleich auch eine Verdoppelung der inneren Zug- und Druckkräfte erreicht wird.

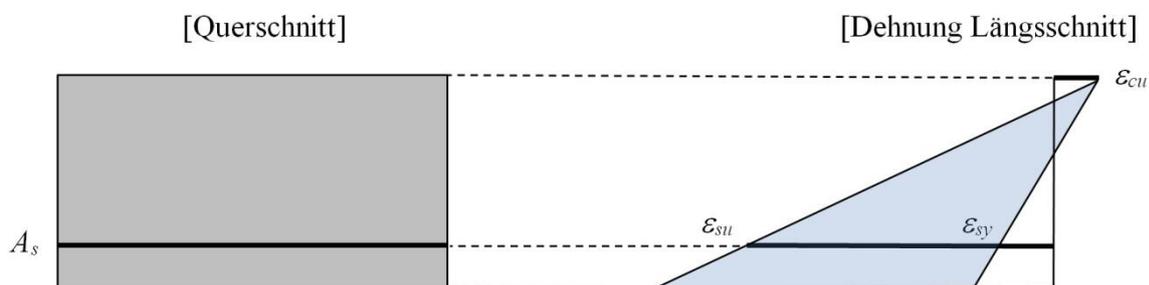


Abbildung 9.1: Mögliche Grenzdehnungszustände von Stahlbeton unter überwiegender Biegebeanspruchung.

Auch bei Carbonbeton ist die Findung von Grenzdehnungszuständen eine sinnvolle Vorgehensweise zur Festlegung der Biegetragfähigkeit. Aufgrund des linear-elastischen Materialverhaltens von UHCP und Carbon bis zum Bruch erreicht im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel immer nur eine der beiden Komponenten ihre Bemessungsfestigkeit, wobei sowohl das Beton- als auch das Bewehrungs-Versagen mehr oder weniger schlagartig erfolgen und daher gleichwertig sind. Der Übergang vom Bewehrungs-Zugversagen zum Beton-Druckversagen wird durch den „ausgeglichene Bewehrungsgrad ρ_{fb} “ gemäß ACI (2006) eingeleitet.

Bei Zugzonen-Versagen erreicht die Textilbewehrung ihre Bruchdehnung $\varepsilon_{tex,u}$, während die Beton-Randdehnung in der Druckzone ε_c ihre Bruchdehnung noch nicht er-

reicht hat (Abbildung 9.2). Die Bemessungs-Zugspannung der Bewehrung entspricht der Zugfestigkeit der Textilbewehrung f_{tex} und kann über das gesamte Dehnungsspektrum konstant angenommen werden. Aufgrund der hohen Bewehrungsdehnung und geringen Bauteil-Steifigkeit erscheint die Auslegung dünner Carbonbeton-Platten auf Zugzonen-Versagen im tragenden Einsatz wenig zielführend.



Abbildung 9.2: Mögliche Grenzdehnungszustände von Carbonbeton unter Biegebeanspruchung bei Zugzonen-Versagen.

Bei Druckzonen-Versagen erreicht die Randfaser der Druckzone ihre Bruchdehnung ϵ_{cu} , während die Bewehrungsdehnung ϵ_{tex} unter ihrer Bruchdehnung liegt (Abbildung 9.3). Analog zu Stahlbeton erscheint es sinnvoll, zur Sicherstellung eines ausreichenden Verformungsvermögens eine Mindestdehnung der Bewehrung im Bruchzustand $\epsilon_{tex,min}$ einzuführen, welche sich an der Fließdehnung von Stahl $\epsilon_{sy} = 2,1 \text{ ‰}$ orientieren könnte.



Abbildung 9.3: Mögliche Grenzdehnungszustände von Carbonbeton unter Biegebeanspruchung bei Druckzonen-Versagen.

Aufgrund des fehlenden plastischen Verformungsvermögens von Carbon kann bei Druckzonen-Versagen keine konstante Bemessungs-Zugspannung der Bewehrung angenommen werden, sondern die Spannung errechnet sich aus der Beziehung $\sigma = E \cdot \epsilon$. Dies hat zur Folge, dass eine Vergrößerung des Biegezug-Bewehrungsgrades A_s in erster Linie zu einer Verringerung der Bewehrungsdehnung bzw. Bauteilverformung im Bruchzustand, jedoch nur zu einer unterproportionalen Vergrößerung der aufnehmbaren inneren Zug- und Druckkräfte führt. Das Tragfähigkeitsspektrum von Carbonbeton ist somit geringer als von Stahlbeton-Bauteilen, weshalb eine Steigerung der Tragfähigkeit in der Regel mit einer Vergrößerung der Bauteilhöhe verbunden ist.

Bei im Spannbett vorgespannten Stahlbeton-Bauteilen erfolgt die Ermittlung der Tragfähigkeit ebenfalls auf Dehnungsebene. Die Gesamtdehnung des Spannstahls ε_p setzt sich aus der Vordehnung im Spannbett ε_{p0} und einer Zusatzdehnung $\Delta\varepsilon_p$ zusammen, die durch äußere Einwirkungen aufgrund der Verbundwirkung hervorgerufen werden. Für die Erfassung der Vorspannung gibt es unterschiedliche, jedoch im Ergebnis gleichwertige Ansätze, wobei in dieser Arbeit die Vorspannung ε_{p0} auf der Seite des Bauteil-Widerstandes berücksichtigt wird. Die möglichen Querschnitts-Dehnungszustände von zentrisch vorgespannten Stahlbeton-Platten sind in Abbildung 9.4 dargestellt. Analog zu schlaff bewehrtem Stahlbeton ist das Biegeversagen in der Regel durch ein Erreichen der Beton-Bruchdehnung gekennzeichnet, während die Dehnung der schlaffen Bewehrung je nach Bewehrungsgrad zwischen der Fließ- und der Bruchdehnung liegt.

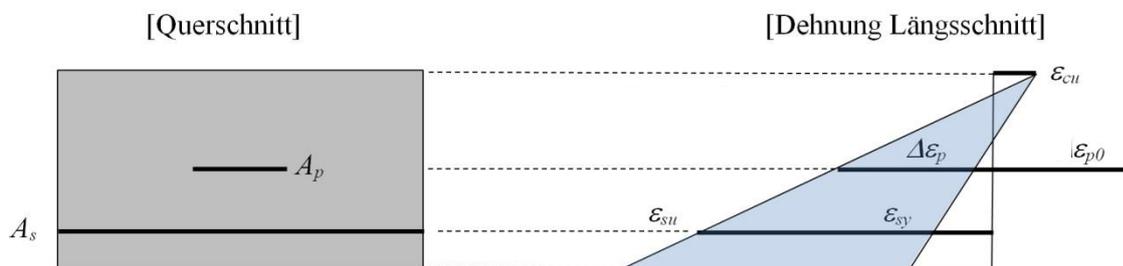


Abbildung 9.4: Mögliche Grenzdehnungszustände von vorgespanntem Stahlbeton unter überwiegender Biegebeanspruchung.

Die Tragfähigkeits-Ermittlung von vorgespannten Carbonbeton-Platten erfolgt analog zu Spannbeton durch Findung eines versagensbestimmenden Dehnungszustandes (Abbildung 9.5). Durch die Vorspannung wird die Druckzonenhöhe im Bruchzustand vergrößert, weshalb in der Regel das Versagen durch die Beton-Druckzone ausgelöst wird. Da UHPC und Carbon ein linear-elastisches Materialverhalten bis zum Bruch aufweisen, ist neben der Beton-Druckfestigkeit und Bewehrungs-Zugfestigkeit auch das Verhältnis der E-Moduli für die Tragfähigkeitsermittlung von Bedeutung, da durch eine zu hohe Annahme der Bewehrungs-Steifigkeit die Querschnitts-Tragfähigkeit bei Druckzonen-Versagen überschätzt wird.



Abbildung 9.5: Mögliche Grenzdehnungszustände von vorgespanntem Carbonbeton unter überwiegender Biegebeanspruchung.

9.2 Modellierung der Arbeitslinie von Carbonbeton

Die Arbeitslinie von Carbonbeton ist wie von Stahlbeton in zwei Bereiche unterteilt: Der erste, ungerissene Bereich wird überwiegend durch die mechanischen Eigenschaften des Betons bestimmt. Der zweite, gerissene Bereich durch das Zusammenspiel von Beton und Bewehrung. Nachfolgend wird ein Modell zu Beschreibung beider Bereiche vorgestellt.

9.2.1 Ungerissener Zustand I

Im ersten Bereich der Arbeitslinie verhält sich Carbonbeton wie ein homogener Werkstoff. Der aus der Festigkeitslehre bekannte lineare Zusammenhang lautet:

$$\kappa^I = M / (E_c \cdot I_c^I) \quad \text{Gleichung 9.1}$$

Für die Modellierung der Momenten (M) - Krümmungs (κ) - Beziehung wird das Trägheitsmoment I_c vereinfachend anhand des Brutto-Betonquerschnitts ermittelt, was eine geringfügige Unterschätzung der Steifigkeit darstellt. Die Festlegung des E-Moduls E_c erfolgt anhand der 4-Punkt Biegeversuche von Kapitel 8 und beträgt $E_c = 45.000 \text{ N/mm}^2$.

Der Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Zustand wird durch das Rissmoment M_{Riss} definiert, das im Falle der vorgespannten Platten neben dem Widerstandsmoment W_c und der Zugfestigkeit des Betons $f_{ctm} = 7 \text{ N/mm}^2$ von der Vorspannkraft $P = 105 \text{ kN}$ bzw. der Vorspannung $\sigma_{cp} = 10,5 \text{ N/mm}^2$ abhängt (Gleichung 9.2). Unter Berücksichtigung einer unplanmäßigen Außermittigkeit e gemäß Kapitel 7 in der Höhe von $e = 2 \text{ mm}$ ergibt sich ein Rissmoment $M_{Riss} = 1,2 \text{ kNm}$. Die in den Biegeversuchen von Kapitel 8 gemessenen Rissmomente betragen zwischen $M_{Riss} = 1,2 - 1,6 \text{ kNm}$.

$$M_{Riss} = (f_{ctm} + \sigma_{cp}) \cdot W_c^I - (P \cdot e) \quad \text{Gleichung 9.2}$$

Im Falle der nicht vorgespannten Platten errechnet sich das Rissmoment durch die Beziehung

$$M_{Riss} = f_{ctm} \cdot W_c^I \quad \text{Gleichung 9.3}$$

und beträgt rund $M_{Riss} = 0,5 \text{ kNm}$, was mit den in den Versuchen gemessenen Werten übereinstimmt.

Tabelle 9.1: Rissmoment und dazugehörige Krümmung im Bereich des ungerissenen Betons.

Kenngröße	Rissmoment M_{Riss}	dazugehörige Krümmung κ^I
Schlaff bewehrte Platte	0,5 kNm	$0,1 \cdot 10^{-3} \cdot 1/m$
Vorgespannte Platte	1,2 kNm	$0,2 \cdot 10^{-3} \cdot 1/m$

9.2.2 Gerissener Zustand II

Die Beschreibung des gerissenen Zustandes II erfolgt in Anlehnung an die Spannungsermittlung von Stahlbeton unter Gebrauchslasten. Aufgrund des Fehlens eines plastischen Verformungsverhaltens sowohl bei Carbon als auch UHPC kann das gesamte Spektrum des gerissenen Betons abgebildet werden, wobei der Bruchzustand entweder durch Erreichen der Beton-Druckfestigkeit in der Randfaser der Druckzone, oder durch Reißen der Textilbewehrung bei Erreichen ihrer Zugfestigkeit gekennzeichnet ist. Auf eine Berücksichtigung des Zugversteifungs-Effektes wird aufgrund der geringen Verbundfestigkeitswerte der Carbon-Bewehrung verzichtet, wodurch die Steifigkeit des gerissenen Betons geringfügig unterschätzt wird.

Das Modell zur Beschreibung des Tragverhaltens beruht auf der Findung eines Dehnungszustandes, der Gleichgewicht zwischen inneren Kräften und äußeren Einwirkungen herstellt. Da die Vorspannkraft auf der Seite des Bauteil-Widerstandes berücksichtigt wird und keine äußeren Normalkräfte auftreten, ergibt sich im Fall der vorgespannten Platten folgende Gleichgewichtsbedingung:

$$F_c = F_{tex} + F_{cfk} \quad \text{Gleichung 9.4}$$

F_c repräsentiert die Beton-Druckkraft, und F_{tex} bzw. F_{cfk} die Bewehrungs-Zugkraft der Textilgelege bzw. CFK-Lamellen (Abbildung 9.6).

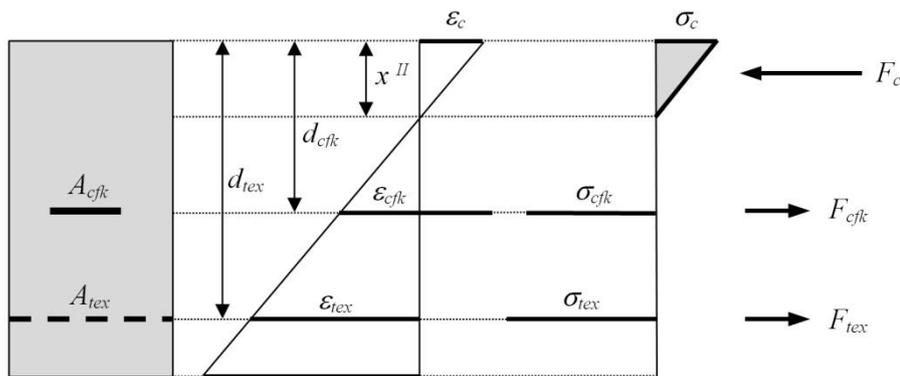
[Querschnitt] [Dehnungen ε] [Spannungen σ] [Kräfte]

Abbildung 9.6: Zusammenhang zwischen Dehnungen, Spannungen und inneren Kräften im gerissenen Zustand.

Zur Lösung von Gleichung 9.4 werden die inneren Kräfte in Abhängigkeit der Druckzonenhöhe x^{II} gemäß Gleichung 9.5 - 9.7 dargestellt:

$$F_c = x^{II} \cdot \frac{b}{2} \cdot E_c \cdot \varepsilon_c \quad \text{Gleichung 9.5}$$

$$F_{tex} = A_{tex} \cdot E_{tex} \cdot \varepsilon_{tex} \quad \text{Gleichung 9.6}$$

$$F_{cfk} = A_{cfk} \cdot E_{cfk} \cdot \varepsilon_{cfk} \quad \text{Gleichung 9.7}$$

Über den geometrischen Zusammenhang der Dehnungen aufgrund der Annahme des Querschnitt-Ebenbleibens erhält man im Falle der vorgespannten Platten:

$$\varepsilon_{tex} = \varepsilon_c \cdot (d_{tex} - x^{II}) / x^{II} \quad \text{Gleichung 9.8}$$

$$\varepsilon_{cfk} = \varepsilon_c \cdot (d_{cfk} - x^{II}) / x^{II} + \varepsilon_{p0} \quad \text{Gleichung 9.9}$$

Die Abkürzungen d_{tex} bzw. d_{cfk} bezeichnen die statische Höhe der Bewehrung und somit den Abstand zwischen Bewehrungs-Schwerpunkt und Randfaser der Beton-Druckzone. Durch Einsetzen von Gleichung 9.8 - 9.9 in die Gleichungen 9.5 - 9.7 bzw. in Gleichung 9.4 ergibt sich nach Umformulieren die Gleichung 9.10, welche den Zusammenhang zwischen der Betondehnung ε_c in der Randfaser der Druckzone und der Druckzonenhöhe x^{II} herstellt.

$$A \cdot (x^{II})^2 + B \cdot x^{II} + C = 0 \quad \text{Gleichung 9.10}$$

mit

$$A = b / 2 \cdot E_c \cdot \varepsilon_c$$

$$B = A_{tex} \cdot E_{tex} \cdot \varepsilon_c + A_{cfk} \cdot E_{cfk} \cdot \varepsilon_c - (A_{cfk} \cdot E_{cfk} \cdot \varepsilon_{p0})$$

$$C = - (A_{tex} \cdot E_{tex} \cdot \varepsilon_c \cdot d_{tex} + A_{cfk} \cdot E_{cfk} \cdot \varepsilon_c \cdot d_{cfk})$$

Aufgrund der Vordehnung ε_{p0} ist die Druckzonenhöhe x'' im Falle der vorgespannten Carbonbeton-Platten belastungsabhängig und sinkt mit steigender Belastung. Das Gleichungssystem der ausschließlich textilbewehrten und nicht vorgespannten Carbonbeton-Platten kann analog zu Gleichung 9.4 - 9.10 ermittelt werden, mit dem einzigen Unterschied, dass F_{cfk} bzw. ε_{p0} entfallen und die Druckzonenhöhe x'' dadurch belastungsunabhängig wird.

Mit der Kenntnis von ε_c bzw. x'' ist möglich, alle weiteren bemessungsrelevanten Kenngrößen zu ermitteln, wie die Bewehrungsdehnungen ε_{tex} und ε_{cfk} , die Bewehrungszugkräfte F_{tex} und F_{cfk} , und die innere Hebelarme z_{tex} und z_{cfk} . Das innere Biegemoment M_R errechnet sich gemäß Gleichung 9.11 durch Multiplikation der Bewehrungszugkräfte mit deren inneren Hebelarm z , der um das Vorhaltemaß $a = 2 \text{ mm}$ gemäß Kapitel 7 reduziert wird.

$$M_R = F_{tex} \cdot (z_{tex} - a) + F_{cfk} \cdot (z_{cfk} - a) \quad \text{Gleichung 9.11}$$

Die Querschnittskrümmung κ'' kann allgemein über den geometrischen Zusammenhang gemäß Gleichung 9.12 ermittelt werden:

$$\kappa'' = (\varepsilon_c + \varepsilon_{tex}) / d_{tex} \quad \text{Gleichung 9.12}$$

9.2.3 Momenten-Krümmungs-Linie der vorgespannten Carbonbeton-Platten

Die Ermittlung der theoretischen Momenten-Krümmungs-Beziehung erfolgt mithilfe der bereits vorgestellten Materialkennwerte. Der E-Modul der Textilbewehrung E_{tex} wird in Anlehnung an die Bemessungsempfehlungen der Firma S&P Clever Reinforcement durch Abmindern der Faser-Steifigkeit um den Faktor 1,5 mit $E_{tex} = 160.000 \text{ N/mm}^2$ angenommen, und ist somit gleich hoch wie jener der CFK-Lamellen. Der E-Modul des Betons wird auf Grundlage der Biegeversuche mit $E_c = 45.000 \text{ N/mm}^2$ modelliert.¹

Während die Arbeitslinie im ungerissenen Bereich bis zu M_{Riss} durch den linearen Zusammenhang zwischen Moment M und Krümmung κ gemäß Gleichung 9.1 bestimmt

¹ Datenblatt S&P ARMO-System 2012, S. 6.

ist, muss sie im gerissenen Bereich durch Variation der Betondehnung ε_c anhand von Gleichung 9.10 - 9.11 ermittelt werden. Ausgewählte Ergebnisse der theoretischen Momenten-Krümmungs-Beziehung sind in Tabelle 9.2 dargestellt. Punkt 1 und Punkt 2 bilden den Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Beton. Punkt 3 und 4 sind zwei willkürlich angenommene Belastungen. Punkt 5 entspricht dem Bruchzustand, der durch Erreichen der Bruchdehnung ε_{cu} in der Randfaser der Betondruckzone gekennzeichnet ist. Aus Abbildung 9.7 ist ersichtlich, dass mit den getroffenen Annahmen und Vereinfachungen eine gute Übereinstimmung zwischen dem Modell und den Versuchsergebnissen von Kapitel 8 erzielt wird. Die Krümmung der Versuchsplatten wurde aus den Dehnungsmessungen in Feldmitte rückgerechnet. Wenngleich das theoretisch ermittelte Bruchmoment (Punkt 5 gemäß Abbildung 9.7) keinem Versuchswert gegenübergestellt werden kann, erscheint der Wert aufgrund der guten Übereinstimmung zwischen Modell-Arbeitslinie und Versuchsergebnissen glaubwürdig.

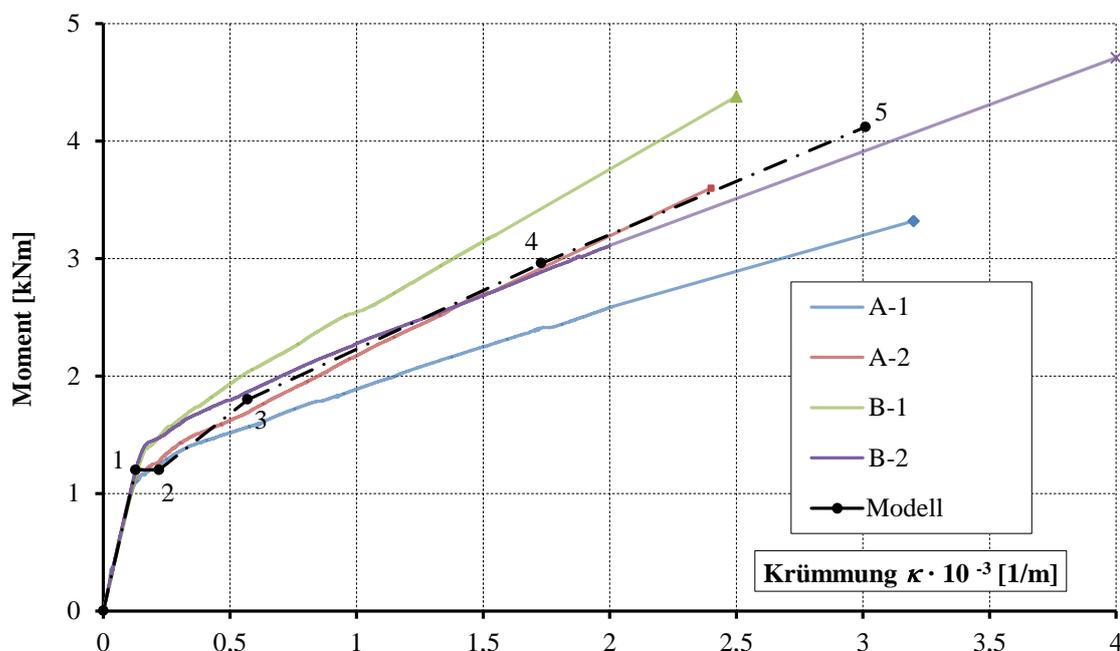


Abbildung 9.7: Gegenüberstellung der Modell-Arbeitslinie mit den Biegeversuchen von Kapitel 8.

Tabelle 9.2: Ausgewählte Lösungen der Momenten-Krümmungs-Beziehung für die vorgespannten Carbonbeton-Platten.

Punkt	ε_c	x	M_R	κ
1	- 0,3 ‰	41 mm	1,2 kNm	$0,1 \cdot 10^{-3} \cdot 1/\text{mm}$
2	- 0,7 ‰	35 mm	1,2 kNm	$0,2 \cdot 10^{-3} \cdot 1/\text{mm}$
3	- 1,1 ‰	22 mm	1,8 kNm	$0,6 \cdot 10^{-3} \cdot 1/\text{mm}$
4	- 2,2 ‰	15 mm	3,0 kNm	$1,7 \cdot 10^{-3} \cdot 1/\text{mm}$
5	- 3,3 ‰	13 mm	4,1 kNm	$3,0 \cdot 10^{-3} \cdot 1/\text{mm}$

9.3 Bemessungsrelevante Materialkennwerte

Die Bemessung der Carbonbeton-Platten erfolgt in Anlehnung an das semi-probabilistische Sicherheitskonzept des Eurocodes mithilfe differenzierter Teilsicherheitsbeiwerte auf Einwirkungs- und Widerstandsseite. Aufgrund der Tatsache, dass noch wenige Erfahrungen über das Zusammenwirken der Einzel-Komponenten vorliegen, werden die Material-Sicherheitsbeiwerte höher angenommen als in den material-spezifischen Richtlinien und Produktbeschreibungen angegeben.

9.3.1 UHPC „Dyckerhoff Nanodur Compound“

Die Umrechnung zwischen mittlerer Beton-Druckfestigkeit f_{cm} und charakteristischer Druckfestigkeit f_{ck} (5 % - Fraktilwert) erfolgt in Anlehnung an die Schweizer UHPC-Vornorm prSIA 2052 (2014) durch:

$$f_{ck} = f_{cm} - k(n) \cdot \sigma = 141 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gleichung 9.13}$$

mit

$$\begin{aligned} f_{cm} &= 150 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma &= 3,08 \text{ N/mm}^2 \\ k(n) &= 2,92 \text{ (3 Versuche)} \end{aligned}$$

wobei σ die Standardabweichung der Zylinder-Druckversuche, und $k(n)$ einen Beiwert zur Erfassung der Versuchsanzahl darstellt. Die Umrechnung zwischen charakteristischer Druckfestigkeit f_{ck} und Bemessungs-Druckfestigkeit f_{cd} erfolgt bei UHPC im Allgemeinen durch die Beziehung:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot (f_{ck} / \gamma_{UHPC}) \quad \text{Gleichung 9.14}$$

wobei die Werte für γ_{UHPC} in den bisher veröffentlichten Normen und Richtlinien zwischen 1,3 (japanische UHPC-Richtlinie JSCE-USC) und 1,5 (französische UHPC-Richtlinie AFGC/SETRA) schwanken.^{2,3}

Bei den gegenständlichen Carbonbeton-Platten erfolgt die Festlegung des Sicherheitsbeiwertes auf Grundlage der Forderung, dass die globale Sicherheit γ_{global} – der Quotient aus Bruchlast und Gebrauchslast – im Falle des Druckzonen-Versagens nicht weniger als $\gamma_{global} = 2,5$ beträgt. Dieser Wert wurde auch im Zuge der Realisierung einer Fuß-

² JSCE-USC 2008.

³ AFGC/SETRA 2002.

gängerbrücke aus Textilbeton in Oschatz, Deutschland, durch die Landesstelle für Bautechnik in Leipzig gefordert.⁴

Der daraus resultierende UHPC-Sicherheitsbeiwert beträgt $\gamma_{UHPC} = 1,6$, woraus sich eine Bemessungs-Druckfestigkeit in der Höhe von $f_{cd} = 75 \text{ N/mm}^2$ ergibt. Die Idealisierung der Arbeitslinie unter Druckbeanspruchung für die Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt gemäß „Sachstandsbericht UHPC“ des Deutschen Ausschuss für Stahlbetonbau auf Grundlage von DIN 1045-1 ohne Berücksichtigung von Steifigkeits-Abminderung aufgrund Kriech-Verformungen (Abbildung 9.8).⁵

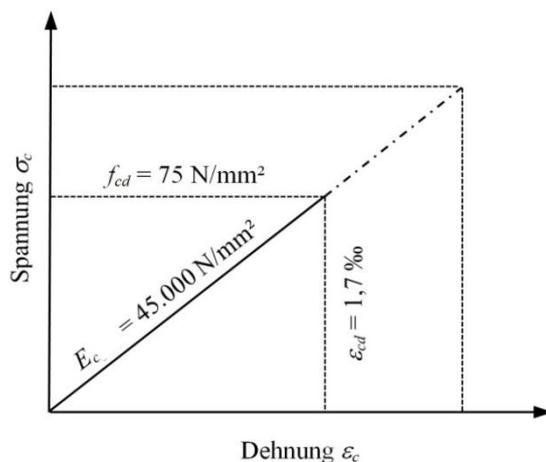


Abbildung 9.8: Bemessungs-Spannungs-Dehnungslinie des UHPC unter Druck-Beanspruchung.

9.3.2 Textilgelege „Sigratex Grid 600“

Die Bemessungs-Angaben der Firma SGL Group, welche auf Dehnkörperversuchen der TU Dresden beruhen, weisen eine charakteristische Zugfestigkeit des Geleges in der Höhe von $f_{t,k} = 1054 \text{ N/mm}^2$, und eine Bemessungs-Zugfestigkeit in der Höhe von $f_{t,d} = 502 \text{ N/mm}^2$ aus, was einem Textilbeton-Sicherheitsbeiwert von $\gamma_{tex} = 2,1$ entspricht. Angaben über die Höhe des bemessungsrelevanten E-Moduls werden keine gemacht.⁶

In Bemessungs-Empfehlungen der Firma S&P Clever Reinforcement, welche auf Versuchen der FH Fribourg aufbauen, wird für ein ähnliches Textilbewehrungsprodukt die Bewehrungsdehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit auf $\epsilon_{tex,d} = 4 \text{ ‰}$ bei zentrischem Zug, und $\epsilon_{tex,d} = 5 \text{ ‰}$ bei Biegung begrenzt, und der E-Modul der Textilgelege mit $E_{tex} = 160.000 \text{ N/mm}^2$ angegeben. Die daraus resultierenden Bemessungs-Zugspannungen betragen zwischen $f_{tex,d} = 640 - 800 \text{ N/mm}^2$.⁷

⁴ Ehlig u.a. 2012.

⁵ Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau 2008, S. 103 - 104.

⁶ Datenblatt Firma SGL 2009.

⁷ Datenblatt S&P ARMO-System 2012, S. 6.

Im gegenständlichen Projekt erfolgt die Festlegung von $f_{tex,d}$ aufgrund der Forderung, dass die globale Sicherheit bei Zugzonen-Versagen nicht weniger als $\gamma_{global} = 2,5$ beträgt. Der daraus abgeleitete Textilbewehrungs-Sicherheitsbeiwert beträgt $\gamma_{tex} = 1,6$, und die Bemessungs-Zugfestigkeit $f_{tex,d} = 650 \text{ N/mm}^2$, was zwischen den empfohlenen Bemessungswerten der beiden Firmen liegt (Abbildung 9.9).

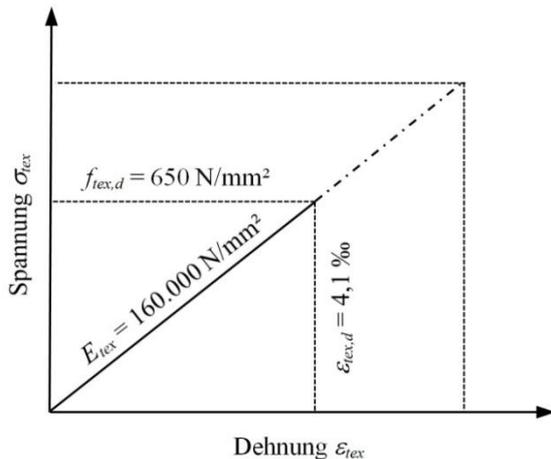


Abbildung 9.9: Bemessungs-Spannungs-Dehnungslinie der Textilbewehrung unter Zug-Beanspruchung.

9.3.3 CFK-Lamellen „S&P 80 · 1,4 mm“

Die Festlegung der Bemessungskennwerte der CFK-Lamellen erfolgt in Anlehnung an die Empfehlungen der Firma S&P Clever Reinforcement. Die maximale Dehnung im Grenzzustand der Tragfähigkeit wird dort für vorgespannte CFK-Lamellen mit $\epsilon_{cfk,d} = 12 \text{ ‰}$ begrenzt, was einer Bemessungs-Zugfestigkeit $f_{cfk,d} = 1920 \text{ N/mm}^2$ entspricht (Abbildung 9.10). Allerdings wird diese Spannung bei den gegenständlichen Platten in keiner Bemessungs-Situation erreicht. Die planmäßige Vorspannkraft P , welche auf der Widerstandsseite in Form der Lamellenvordehnung ϵ_{p0} Berücksichtigung findet, wird für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht abgemindert.⁸

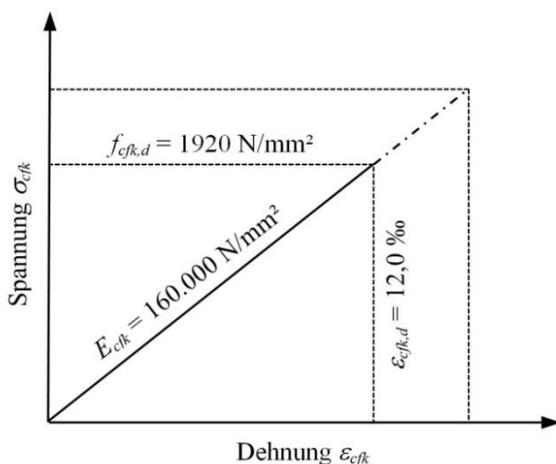


Abbildung 9.10: Bemessungs-Spannungs-Dehnungslinie der CFK-Lamellen unter Zug-Beanspruchung.

⁸ Datenblatt S&P FRP-Systeme 2014.

9.4 Biege-Tragfähigkeit

9.4.1 Vorgespannte Carbonbeton-Platten

Die Ergebnisse der Biegebemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind für die vorgespannten Carbonbeton-Platten in Tabelle 9.3 dargestellt. Bei den Ergebnissen wird zwischen vier Werten unterschieden: Das mittlere Bruchmoment M_{Rm} wurde auf Grundlage der mittleren Festigkeitswerte berechnet, M_{Rk} repräsentiert die charakteristische Biege-Tragfähigkeit auf Basis von 5 % - Fraktilwerten, M_{Rd} repräsentiert die Bemessungs-Biegetragfähigkeit unter Berücksichtigung des relevanten Material-Teilsicherheitsbeiwertes, und M_{SLS} repräsentiert das Gebrauchslast-Biegemoment unter Annahme eines Sicherheitsbeiwertes auf der Einwirkungsseite in der Höhe $\gamma_E = 1,45$, was einem Verhältnis zwischen ständigen zu veränderlichen Lasten von 1 : 2 entspricht.

Im Falle der vorgespannten Platten ist der Bruchzustand durch Erreichen der Beton-Druckfestigkeit der Randfaser gekennzeichnet (Abbildung 9.11). Das theoretische Bruchmoment beträgt $M_{Rm} = 4,1$ kNm, und die globale Sicherheit zwischen mittlerem Bruchmoment und Gebrauchslastmoment M_{Rm} / M_{SLS} beläuft sich auf wie gefordert auf $\gamma_{global} = 2,5$. Die Spannung der Textilbewehrung beträgt bei Erreichen des Bemessungs-Biegemoments M_{Rd} rund $\sigma_{tex} = 320$ N/mm², die Spannung der Lamellen rund $\sigma_{cfk} = 1050$ N/mm². Beide Bewehrungs-Spannungen liegen somit unter den in Abschnitt 9.3. definierten Bemessungs-Zugfestigkeiten.

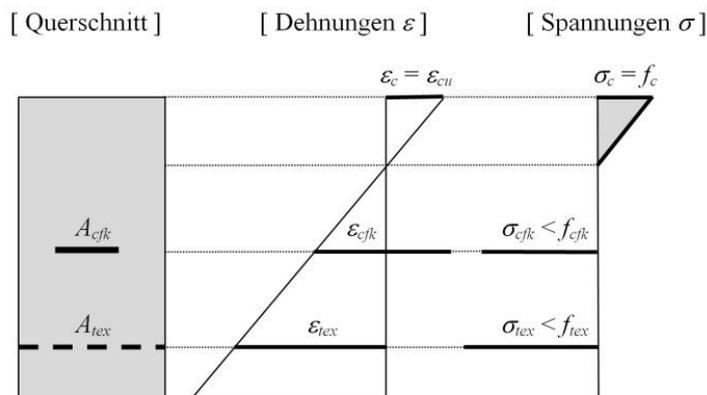


Abbildung 9.11: Dehnungen und Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit .

Tabelle 9.3: Biegetragfähigkeit der vorgespannten Carbonbeton-Platten.

Bemessungsgröße	M	σ_c	σ_{tex}	σ_{cfk}
M_{Rm}	4,1 kNm	- 150 N/mm ²	1050 N/mm ²	1390 N/mm ²
M_{Rk}	3,9 kNm	- 140 N/mm ²	960 N/mm ²	1350 N/mm ²
M_{Rd}	2,4 kNm	- 75 N/mm ²	320 N/mm ²	1050 N/mm ²
M_{SLS}	1,7 kNm	- 45 N/mm ²	80 N/mm ²	950 N/mm ²

9.4.2 Schlaff bewehrte Carbonbeton-Platten

Die Tragfähigkeits-Ermittlung der ausschließlich textilbewehrten Vergleichsplatte erfolgt analog zur vorgespannten Variante und ist in Tabelle 9.4 angeführt. Aufgrund des geringeren Bewehrungsgrades ist der Bruchzustand durch ein Reißen der Textilbewehrung gekennzeichnet. Die Betonspannungen σ_c liegen bei Erreichen des Grenzzustandes der Tragfähigkeit unter der Bemessungs-Druckfestigkeit (Abbildung 9.12). Das mittlere Bruchmoment der schlaff bewehrten Vergleichsplatte beträgt $M_{Rm} = 1,4$ kNm, und die globale Sicherheit wie bei den vorgespannten Platten $\gamma_{global} = 2,5$.

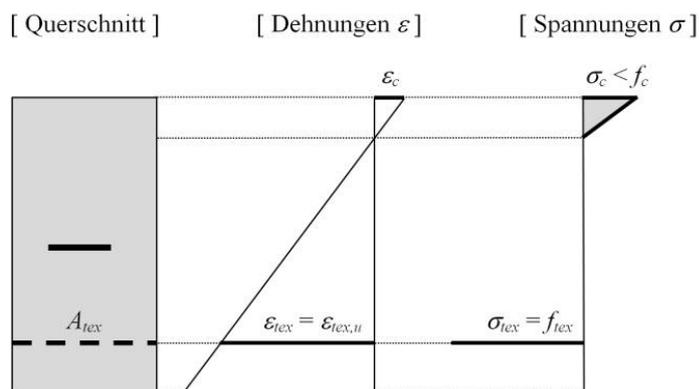


Abbildung 9.12: Dehnungen und Spannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Tabelle 9.4: Biegetragfähigkeit der schlaff bewehrten Carbonbeton-Platten.

Bemessungsgröße	M	σ_c	σ_{tex}
M_{Rm}	1,4 kNm	- 60 N/mm ²	1100 N/mm ²
M_{Rk}	1,3 kNm	- 55 N/mm ²	1050 N/mm ²
M_{Rd}	0,8 kNm	- 35 N/mm ²	650 N/mm ²
M_{SLS}	0,6 kNm	- 25 N/mm ²	450 N/mm ²

9.5 Querkraft-Tragfähigkeit

Im Rahmen dieser Arbeit wurden keine Versuche zur Erforschung des Querkraft-Tragverhaltens von Carbonbeton-Platten durchgeführt. Die überschlagsmäßige Ermittlung von V_{Rd} erfolgt in Anlehnung an die Mindest-Querkraft-Tragfähigkeit für Bauteile ohne Querkraft-Bewehrung gemäß Eurocode EN 1992-1-1, und beträgt ohne Berücksichtigung der Vorspannung rund $V_{Rd} = 28$ kN pro Platte.⁹

⁹ Eurocode EN-1992-1-1 2012.

9.6 Verformungsnachweis

Die Modellierung des Kurzzeit-Verformungsverhaltens erfolgt aufbauend auf dem Tragmodell von Kapitel 9.2 und wird nachfolgend anhand der vorgespannten Carbonbeton-Platten erläutert. Zur Vereinfachung wird eine über die Spannweite konstante Vorspannkraft, und im Bereich des gerissenen Betons eine konstante Biegesteifigkeit EJ^{II} angenommen, die anhand des maximalen Biegemoments M_{Max} ermittelt wird und somit die Steifigkeit in den weniger beanspruchten Bereichen geringfügig unterschätzt (Abbildung 9.13). Das Mitwirken der Betons zwischen den Rissen wird nicht berücksichtigt, was ebenfalls eine Steifigkeits-Unterschätzung darstellt.

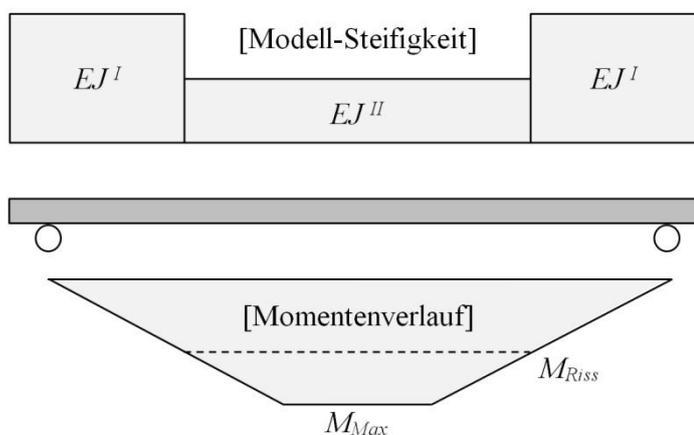


Abbildung 9.13: Steifigkeits-Annahmen zur Berechnung der Bauteil-Verformung.

Die Biegesteifigkeit im Zustand I ermittelt sich durch

$$EI^I = E_c \cdot I_c = 9,4 \cdot 10^5 \text{ kNcm}^2 \quad \text{Gleichung 9.15}$$

und wird durch M_{Riss} begrenzt. Die Biegesteifigkeit im Zustand II errechnet sich aus der Beziehung

$$EI^{II} = M / \kappa^{II} \quad \text{Gleichung 9.16}$$

und beträgt im Falle der vorgespannten Platten $EI^{II} = 5,4 \cdot 10^5 \text{ kNcm}^2$ bei M_{Riss} , und $EI^{II} = 3,6 \cdot 10^5 \text{ kNcm}^2$ bei M_{SLs} . Aus der Gegenüberstellung der Modell-Verformung mit den Ergebnissen der Biegeversuche von Kapitel 8 ist ersichtlich, dass trotz der getroffenen Vereinfachungen bereits eine gute Übereinstimmung zwischen Modell und Versuchen erreicht wird (Abbildung 9.14). Die Abweichungen sind einerseits auf die Vereinfachungen in der Modellbildung zurückzuführen, und andererseits auf die Tatsache, dass auch auf Gebrauchslastniveau auf der sicheren Seite liegend eine Lagegenauigkeit der Bewehrung in der Höhe von $a = 2 \text{ mm}$ berücksichtigt wurde. In Hinblick auf das gegenständliche Faltnetzwerk erscheint das Modell ausreichend genau zu

sein. Die theoretisch ermittelte Verformung beträgt bei M_{Riss} rund $u = 9$ mm, was einem $1/250$ der Spannweite entspricht, und bei M_{SLS} rund $u = 22$ mm, was einem $1/105$ der Spannweite entspricht. Daraus ist ersichtlich, dass der Verformungs-Nachweis auch bei den vorgespannten Carbonbeton-Platten zum bemessungsmaßgebenden Kriterium wird.

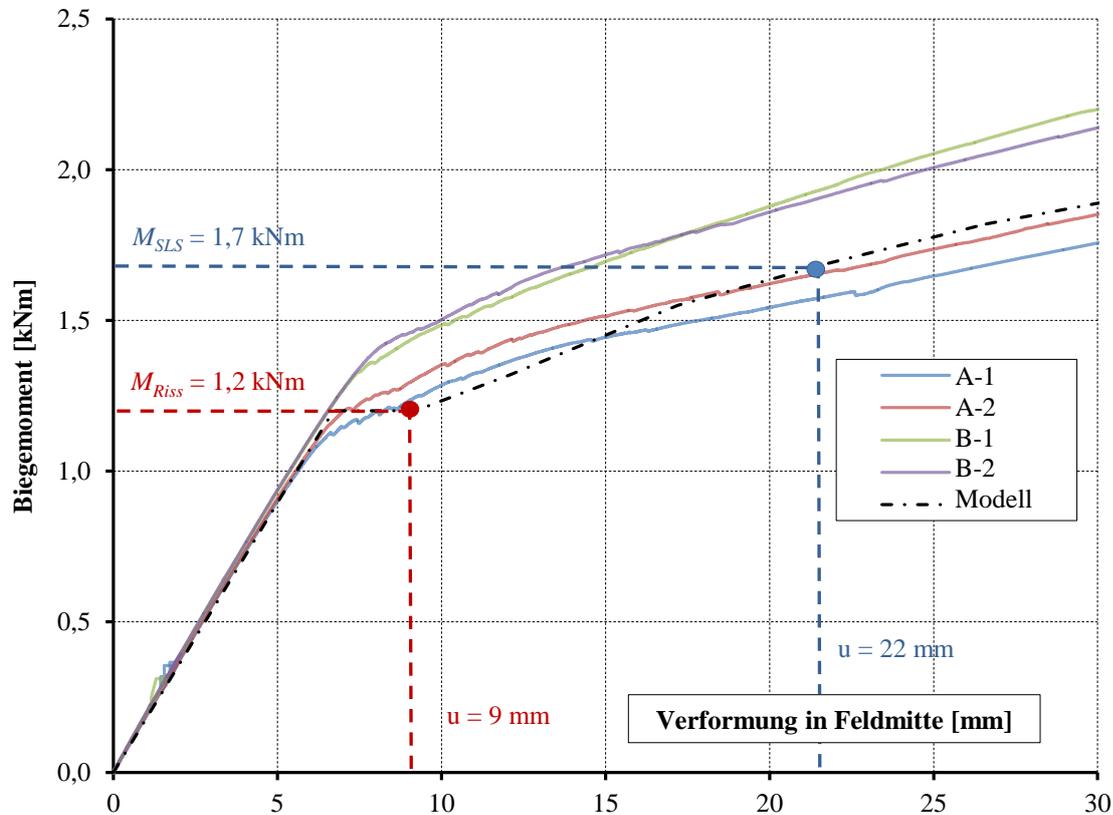


Abbildung 9.14: Gegenüberstellung der Modell-Verformung mit den Biegeversuchen (vorgespannte Carbonbeton-Platten).

Bei den schlaff bewehrten Platten beträgt die Biegesteifigkeit bis zu M_{Riss} wie bei der vorgespannten Variante $EI^I = 9,4 \cdot 10^5$ kNcm², und fällt im gerissenen Zustand auf den konstanten Wert $EI^{II} = 6,5 \cdot 10^4$ kNcm² ab.

10 Entwicklung einer frei geformten Schwimminsel aus textilbewehrtem Beton

Neben der Beantwortung wissenschaftlicher Fragen anhand von Laborversuchen liegt der zweite Schwerpunkt der gegenständlichen Arbeit in der Entwicklung eines Prototypens, der die Leistungsfähigkeit der dünnwandigen Carbonbeton-Bauweise auch im größeren Maßstab demonstrieren soll. Das nachfolgende Kapitel, welcher sich größtenteils mit einem in der Zeitschrift „Der Bauingenieur“ veröffentlichten Artikel deckt, beschreibt den Entwicklungsprozess einer frei geformten und überaus leichten Schwimminsel, die in einer innovativen Sandwichbauweise mit einem Kern aus extrudiertem Polystyrol und einer dünnen Hülle aus Textilbeton realisiert wurde. Die schwierigen Randbedingungen aufgrund der Lage in einem Hochwasser-Entlastungsgerinne machten den Einsatz zahlreicher innovativer Entwicklungen erforderlich und verlangten von Bauherren, Planern und beteiligten Firmen viel Einsatz und Geduld ab. Nach einem Entwicklungszeitraum von fast zwei Jahren mit umfangreichen Voruntersuchungen wurde die Schwimminsel im Dezember 2013 fertiggestellt (Abbildung 10.1).¹

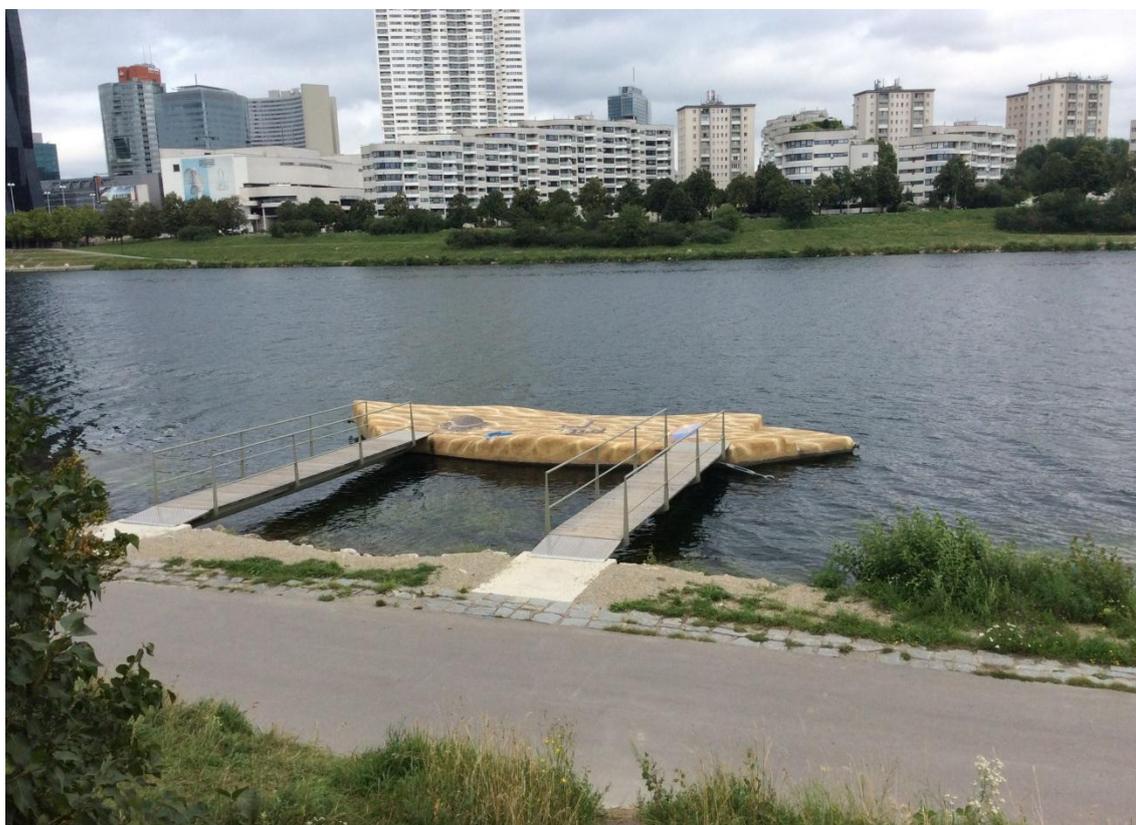


Abbildung 10.1: Schwimminsel Neue Donau Wien.

¹ Forstlechner u.a. 2014.

10.1 Einleitung

Die Vereinigung der Österreichischen Zementindustrie (VÖZ) veranstaltet jährlich den Studentenwettbewerb „Concrete Student Trophy“, der das Ziel hat, die Zusammenarbeit zwischen Architektur- und Bauingenieur-Studenten bereits während des Studiums zu fördern. Im Jahr 2011 hatte die Concrete Student Trophy zur Aufgabe, eine schwimmende und barrierefreie Wegverbindung über die Neue Donau zu planen, ein Hochwasser-Entlastungsgerinne, das zugleich ein beliebtes Naherholungsgebiet in Wien darstellt. Zwei Projekte der TU Graz konnten sich besonders hervorheben und die Jury überzeugen, als Ex-Aequo-Sieger hervorzugehen: Das Projekt „BEEton“ der Studenten Jaco Trebo, Ingo Feichter und Manuel Margesin (Abbildung 10.2), welches sich durch eine harmonische Einbindung der Brücke in die Landschaft auszeichnet und für Überquerende und Verweilende gleichsam ausreichend Raum und hohe Aufenthaltsqualität am Wasser bietet, und das Projekt „Seerosen“ der Studenten Julian Gatterer, Jürgen Holl und Christian Fischer, deren Entwurf wie ein Teppich aus Seerosen erscheint, der die beiden Ufer über die Neue Donau miteinander verbindet und vielfältige Nutzungsmöglichkeiten zulässt.



Abbildung 10.2: Siegerprojekt Concrete Student Trophy 2011 „BEEton“.

Erfreulicherweise ließ sich die Magistratsabteilung 45 der Stadt Wien, welche Ideengeber der Aufgabenstellung gewesen war, durch die Konzepte der beiden Siegerprojekte überzeugen und entschloss sich dazu, die Idee eines Beton-Schwimmkörpers in der Neuen Donau über den Wettbewerb hinaus weiterzuverfolgen. Wenngleich eine Realisierung der gesamten Wettbewerbsaufgabe nicht möglich war, entschied sich die

MA 45 dazu, die allgemeine Eignung, das Tragverhalten und die Robustheit der Konstruktionsweise anhand eines Prototypens in Form einer Schwimminsel zu überprüfen. Die Insel sollte außerdem als Einstiegs- und Liegefläche für Badegäste dienen und eine Alternative zu den bestehenden, eher provisorischen Schwimmkörpern aus Kunststoff darstellen. Sofern nachgewiesen werden konnte, dass die Variante aus Beton eine robustere Bauweise darstellt, erwägte die MA 45, weitere Betonschwimminseln herzustellen. Daher wurde das Institut für Tragwerksentwurf der TU Graz im Jänner 2012 beauftragt, eine robuste Betonschwimminsel zu entwickeln. Darüber hinaus wurde dem Zivilingenieurbüro VASKO + Partner aus Wien die ingenieurfachliche Begleitung des Projektes anvertraut, um die Idee der Schwimminsel aus Beton innerhalb eines vorgegebenen Budgets zu verwirklichen.

10.2 Entwurf

Zu Beginn der Planung orientierte sich der Entwurf der Insel an bestehenden Beton-Schwimmstegen, die in konventioneller Stahlbeton-Fertigteilbauweise hergestellt werden. Der Auftrieb des Betonkörpers erfolgt über einen XPS-Kern, der auch bei ständiger Durchfeuchtung nur geringfügig Feuchte aufnimmt. Da aufgrund des Wasser- und Frostangriffes eine ausreichend große Betondeckung zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit eingehalten werden musste, betrug die Mindestdicke der Betonhülle ca. 10 cm. Größe und Gewicht der Schwimmkörper wurden so gewählt, dass die Einzelteile per LKW an den Einbauort geliefert werden konnten. Der Entwurf sah ein beliebig erweiterbares, bogenförmiges Modulsystem vor, das durch Vor- und Rücksprünge bzw. Variation der Oberflächen ein lebendiges Erscheinungsbild erhält (Abbildung 10.3). Das errechnete Flächengewicht der Schwimmkonstruktion war aufgrund der Kleinteiligkeit relativ hoch und betrug ca. 10 kN/m², was einer Einsinktiefen von ca. 1,0 m entspricht.



Abbildung 10.3: Erster Entwurf einer bogenförmigen und modularen Schwimminsel.

Die Überprüfung der technischen Machbarkeit im Zuge der vorstatischen Berechnungen zeigte, dass die große Anströmfläche der Insel im Falle eines Hochwassers zu hohen und schwer vorhersehbaren Beanspruchungen führt, was die Dimensionierung erschwert. Darüber hinaus stellt die große Masse der Konstruktion eine Gefährdung des stromabwärts gelegenen Wehres dar, sollten die Insel oder Teile davon aus der Verankerung gerissen werden. Schließlich kam man zu dem Erkenntnis, dass der Entwurf zwar für stehende Gewässer geeignet sei, jedoch für Hochwasserentlastungsgerinne wie die Neue Donau, deren Wasserspiegelstände und Fließgeschwindigkeiten in Tabelle 10.1 und Tabelle 10.2 angeführt sind, ungeeignet ist und daher überarbeitet werden musste.

Tabelle 10.1: Wasserpegelstände Neue Donau.

Bemessungsfall	Höhe über Adria	Differenz zu Normal-Wasserstand
Normalfall	157,7 m	0,0 m
Niedrigwasser	157,2 m	-0,5 m
HQ 100	159,9 m	2,3 m
HQ 1000	161,7 m	4,0 m
Projekthochwasser	164,7 m	7,0 m

Tabelle 10.2: Fließgeschwindigkeiten Neue Donau.

Bemessungsfall	Wert
Normalfall	0,5 m/s
Projekthochwasser	3,0 m/s

Der Schwerpunkt der Überarbeitung lag in der Reduktion des Eigengewichts. Es zeigte sich, dass durch Verkleinerung der Betondicke das Gesamtgewicht der Insel überproportional verringert wird (Abbildung 10.4). Da jedoch eine Reduktion der Dicke bei einer Ausführung in Stahlbeton nicht möglich war, beschloss man, alternative Bewehrungsvarianten zu untersuchen. Unbewehrter Beton kam aufgrund der Sprödigkeit des Materials genauso wenig in Frage wie stahlfaserbewehrter Beton, der aufgrund der herausstehenden Fasern eine Verletzungsgefahr für Badegäste darstellt. Der Einsatz von Textilbewehrung aus hochfesten und korrosionsresistenten Carbonfasern hingegen erwies sich als sehr günstige Bewehrungsform für den Schwimmkörper. Da die textilen Gelege eine geringe Eigensteifigkeit besitzen, wurde das Herstellungsverfahren auf Spritzbeton geändert, um die Bewehrung lagenweise in den Beton einlaminiert zu können. Die Dicke einer Betonschicht wurde mit 1,5 cm festgelegt, wodurch sich bei einer Ausführung mit zwei Bewehrungslagen eine Gesamtdicke der Schwimminsel-Hülle von $3 \cdot 1,5 \text{ cm} = 4,5 \text{ cm}$ ergab. Das Spritz-Verfahren hatte außerdem den Vorteil,

dass der XPS-Schwimmkörper zugleich als verlorene Schalung dient und die Form der Insel dadurch frei gestaltet werden konnte, ohne den Herstellungsaufwand zu erhöhen.

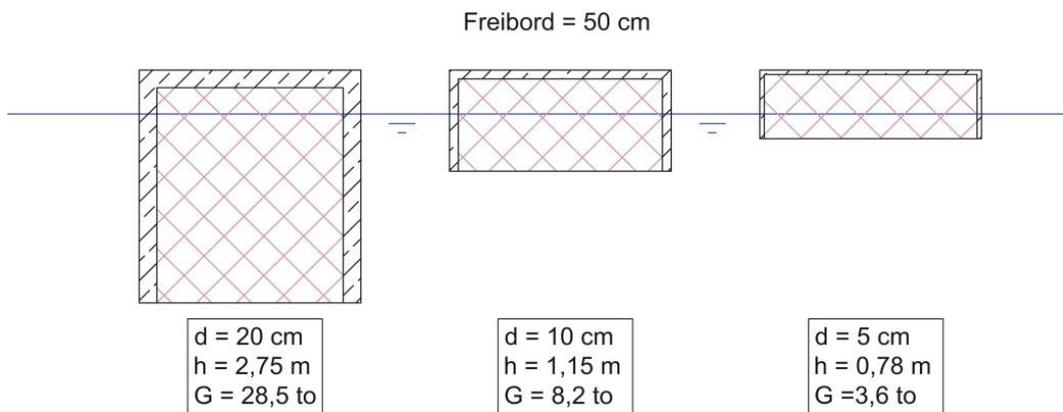


Abbildung 10.4: Gewicht (G) und Höhe (h) eines Schwimmkörpers in Abhängigkeit seiner Betondicke (d).

Bei der Überarbeitung der Schwiminsel-Geometrie orientierte man sich an Schiffsrümpfen, die eine strömungstechnisch günstige Form besitzen. Da die Torkretierarbeiten direkt auf der Donauinsel durchgeführt werden konnten, wurde das Prinzip der modularen Bauweise aufgegeben und durch ein einzigen monolithischen Betonkörper ersetzt, was sich ebenfalls positiv auf die Leichtigkeit der Konstruktion auswirkte. Durch die Überarbeitung des Entwurfes konnte die Einsinktiefe der Insel letztendlich von 1,0 m auf 0,3 m reduziert werden. Die wichtigsten Daten der überarbeiteten Schwiminsel sind in Tabelle 10.3 angeführt und eine Visualisierung in Abbildung 10.5 dargestellt.



Abbildung 10.5: Überarbeitete Schwiminsel mit strömungstechnisch günstiger Form und zwei stabilisierenden Erschließungswegen.

Tabelle 10.3: Kennwerte Schwimminsel Neue Donau.

Kenngröße	Wert
Länge	14,2 m
Breite	5,4 m
Höhe	0,5 - 1,2 m
Tiefgang	0,3 m
Dicke, Betonhaut	4,5 cm
Hüllfläche	132,4 m ²
Nutzbare Grundfläche	55,1 m ²
Volumen	40,7 m ³
Masse, Beton	12,7 t
Masse, Stahlskelett	1,9 t
Masse, XPS-Körper	1,4 t
Masse, gesamt	16,0 t

Die Liegefläche wurde frei geformt bzw. wellenartig ausgeführt und bietet unterschiedliche Aufenthaltsbereiche zum Liegen, Sitzen und Einsteigen ins Wasser. Dies hat gegenüber einer komplett ebenen Oberfläche den Vorteil, dass unplanmäßige Verdrehungen der Schwimminsel optisch kaum wahrgenommen werden. Da die Neue Donau im Normalfall ein stehendes Gewässer darstellt, kommt es in der Regel im Winter zur Eisbildung. Um die Belastungen auf die Schwimminsel infolge des Eisdrucks möglichst gering zu halten, wurden die Seitenwände abgeschrägt ausgeführt. Dadurch soll die Insel im Falle der Eisbildung nach oben gehoben werden. Die geringe Einsinktiefen der Insel begünstigt die Widerstandsfähigkeit zusätzlich, da die Unterseite als aussteifende Scheibe dem Eisdruck entgegenwirkt. Die Wirkung des Eises kann insgesamt jedoch nur schwer vorhergesagt werden, und es ist auch Aufgabe der gegenständlichen Schwimminsel, im Hinblick auf weitere Baukörper Erfahrungswerte zu liefern. Die Neukonzeptionierung der Inselverankerung erfolgte ebenfalls in Anlehnung an Schiffe mittels drucksteifer Schorbäume, die gelenkig mit Ufer und Insel verbunden sind, und Seilen, die wie Federn die horizontale Lage der Insel fixieren. Durch einen begleitenden Modellversuch im Maßstab 1:10 an der TU Graz konnte nachgewiesen werden, dass diese Art der Verankerung ein Wasserspiegelanstieg von 7 m aufnehmen kann (Abbildung 10.6). Da die dünne Betonhülle nicht in der Lage ist, konzentrierte Einzellasten in den Befestigungspunkten aufzunehmen, entschloss man sich dazu, ein grätenförmiges Stahlskelett in den XPS-Kern zu integrieren und somit den Abtrag der Hochwasserlasten so gut wie möglich von der Betonhülle zu trennen. Das Skelett dient zugleich als

Aufhängekonstruktion für die Betonier-Arbeiten und ermöglicht ein effizientes Spritzen auf überwiegend vertikale Flächen.



Abbildung 10.6: Modellversuch im Maßstab 1:10 zur Beurteilung des Schwimminsel-Verhaltens bei einem Wasserspiegelanstieg von 7,0 m.

10.3 Herstellung des frei geformten Inselkerns

Im Zuge der Detail- und Ausführungsplanung mussten zahlreiche Punkte geklärt werden, insbesondere wie der ca. $14 \cdot 5 \cdot 1$ m große und frei geformte Inselkern hergestellt wird. Dabei wurden unterschiedliche Verfahren untersucht: Die erste Variante sah den Bau einer Negativ-Schalung vor, in die das Material in formlosem Zustand eingebracht wird. Da allerdings der Bau einer solchen Schalung aufwändig und erst bei der Herstellung einer großen Anzahl an Körpern rentabel ist, wurde diese Variante nicht weiter verfolgt. Die zweite Variante sah vor, die XPS-Platten in großen Blöcken zu verkleben und mittels Fräse, wie ihn beispielsweise das Roboter Design Labor des Institutes für Tragwerksentwurf der TU Graz besitzt, im Subtraktionsverfahren zu formen. Im vorliegenden Fall sprachen die lange Bearbeitungsdauer und der hohe Materialverschleiß gegen dieses Verfahren. Die dritte und letztendlich angewendete Variante wurde in enger Zusammenarbeit mit der Firma Austrotherm GmbH aus Pinkafeld entwickelt. Die maximalen Abmessungen der XPS-Platten betragen $6,0 \cdot 0,6 \cdot 0,2$ m, weshalb der gesamte XPS-Körper mittels CAD-Programm möglichst verschnitteffizient in diese Plattengrößen unterteilt wurde. Die Formgebung der Platte erfolgte dadurch, dass nur die Ränder mittels Heißdrahtschneiden in die gewünschte Form gebracht wurden.

Für die Erstellung der Zuschnittpläne wurde in einem ersten Schritt das dreidimensionale CAD-Modell des Kerns horizontal durchgeschnitten, sodass zwei max. 0,6 m hohe Tei-

le entstanden. Die Aussparungen für das Stahlskelett konnten so exakt in das CAD-Modell eingeplant werden. Danach wurde der CAD-Volumenkörper in maximal 0,2 m breite und 6,0 m lange Elemente unterteilt, wodurch insgesamt 138 Einzelteile entstanden, deren Geometrie an die Firma Austrotherm weitergegeben und dort hergestellt wurde (Abbildung 10.7). An geometrisch komplexen Stellen wurde die endgültige Form der Insel maschinell mittels Heißdrahtschneidemaschine nachbearbeitet, wodurch die Inselkontur ausreichend genau abgebildet werden konnte.

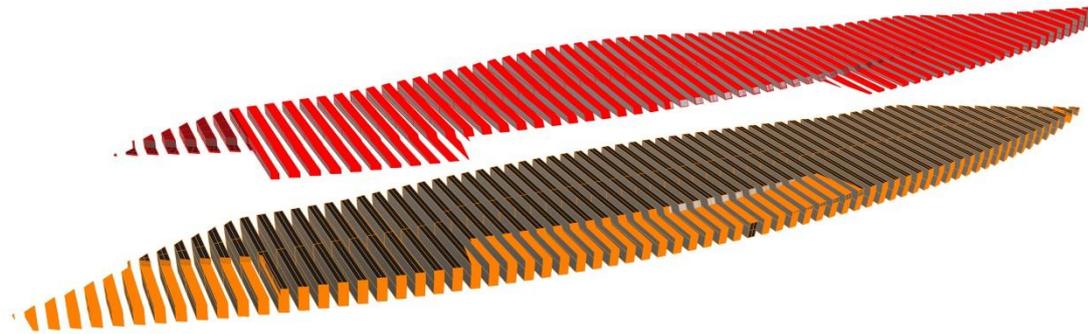


Abbildung 10.7: CAD Modell des XPS-Körpers bestehend aus 138 Einzelteilen.

Nach dem Zuschnitt wurden die Platten bereits im Werk wieder zu größeren, transportfähigen Blöcken verklebt und der Schwimmkörper probeweise aufgebaut, um etwaige Fehler zu erkennen (Abbildung 10.8). Die Herstellung des gesamten XPS-Körpers konnte in nur drei Wochen abgeschlossen werden. Bei der Wahl des Dämmmaterials fiel die Entscheidung auf das Produkt "XPS TOP 30"; eine höhere Materialfestigkeit war für die Anwendung der Schwimminsel nicht erforderlich. Für das Material liegen bereits Langzeiterfahrungen hinsichtlich der mechanischen und bauphysikalischen Eigenschaften vor, die in Tabelle 10.4 angeführt sind.



Abbildung 10.8: Fertig zugeschnittener Schwimminsel-Ausschnitt.

Tabelle 10.4: Kennwerte XPS Top 30.²

Kenngröße	Wert
Mindestrohdichte	> 30 kg/m ³
Dauerdruckfestigkeit (50 Jahre)	0,13 N/mm
E-Modul	12 N/mm
Wasseraufnahme (Diffusion)	3,0 Vol.-%
Verfügbare Dicken	30 - 200 mm

10.4 Betonhülle

Aufgrund der Tatsache, dass der Werkstoff Textilbeton noch keinen Normen oder Richtlinien unterliegt, waren für die Festlegung der Hülle zahlreiche Voruntersuchungen erforderlich. Hilfreiche Erkenntnisse hinsichtlich der Herstellung und Dimensionierung lieferten dabei auch die bereits sehr umfangreichen Erkenntnisse der TU Dresden und RWTH Aachen.^{3, 4, 5}

Für die Auswahl der Textilbewehrung wurde die Verarbeitbarkeit unterschiedlicher Produkte an einem Probewürfel getestet, welche sich hinsichtlich der Art der Beschichtung und Vernähung unterschieden. Als geeignetstes Material erwies sich das Produkt „ARMO Mesh 200/200“ der Firma S&P Clever Reinforcement Company aus Eisenstadt, da es sich aufgrund der geringen Eigensteifigkeit der frei geformten Inseloberfläche am besten anpassen konnte. Der Bewehrungsgrad der Betonhaut wurde verhältnismäßig gering gewählt. Wie aus Tabelle 10.5 ersichtlich ist, weist das verwendete Gelege einen Querschnitt in Schuss- und Kett-Richtung von 0,44 cm²/m auf, woraus sich ein Gesamtbewehrungsgrad bei zweilagiger Ausführung von ca. 0,20 % ergibt. Die Wahl des Betons fiel in Abstimmung mit der Firma S&P auf das Produkt „Mapegrout Tisotropico“ der Firma MAPEI, ein polymermodifizierter Spritzbeton-Reparaturmörtel mit einem Größtkorn-Durchmesser von 2,5 mm und einer 28-Tage Druckfestigkeit von > 60 N/mm², dessen Schwindeigenschaften durch Polypropylen-Kurzfasern und Zugabe des Zusatzmittels Mapecure SRA verbessert wurden (Tabelle 10.6).

² Datenblatt Austrotherm 2011.

³ Brameshuber 2006.

⁴ Jesse/Curbach 2010.

⁵ Scholzen/Chudoba/Hegger 2012.

Tabelle 10.5: Kennwerte Textilgelege ARMO Mesh 200/200.⁶

Kenngröße	Wert
Gewebeart	bi-direktional
Roving-Abstand	20 mm
Querschnittsfläche	44 mm ² /m
E-Modul, Textil	160.000 N/mm ²
Faserfestigkeit, theoretisch	4.000 N/mm ²
Bemessungs-Biegezugfestigkeit	800 N/mm ²
Axiale Bemessung-Zugfestigkeit	600 N/mm ²

Tabelle 10.6: Kennwerte Reparaturmörtel Mapegrout Tissotropico.⁷

Kenngröße	Wert
Größtkorn-Durchmesser	2,5 mm
Verarbeitungstemperatur	+5 bis +35 °C
Verarbeitungszeit	1,0 h
Biegezugfestigkeit nach 28 Tagen (EN 196/1)	> 8,5 N/mm ²
Druckfestigkeit nach 28 Tagen (EN12190)	> 60,0 N/mm ²
Haftzugfestigkeit nach 28 Tagen (EN1542)	> 2,0 N/mm ²
E-Modul nach 28 Tagen (EN 13412)	> 26.000 N/mm ²

10.5 Begleitende Laborversuche

Zum besseren Verständnis der mechanischen Eigenschaften der Textilbetonhülle wurden am 21.08.2013 im Labor für Konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz (LKI) begleitende Versuche durchgeführt. In insgesamt 22 Versuchen wurde das Tragverhalten sowohl unter zentrischem Zug als auch unter Biegung erforscht. Dabei sollte insbesondere die Frage geklärt werden, ob der geringe Bewehrungsgrad als rissverteilende Mindestbewehrung ausreicht, und nach Erstrissbildung eine Laststeigerung möglich ist. Die Versuche waren so konzipiert, dass das mechanische Verhalten des Textilgeleges in Schuss-Richtung untersucht wurde. Aufgrund des gleichen Bewehrungsquerschnitts in beiden Richtungen waren keine großen Abweichungen zwischen Schuss- und Kett-Richtung zu erwarten.

⁶ Datenblatt S&P ARMO System 2012.

⁷ Datenblatt Mapei 2011.

10.5.1 Zentrische Zugversuche

Die Bestimmung des Tragverhaltens unter zentrischem Zug wurde anhand zweier Versuchsreihen durchgeführt, wobei Versuchsreihe A mit zwei, und Versuchsreihe B mit drei Bewehrungslagen ausgeführt wurden. Versuchsreihe A entsprach der geplanten Ausführung der Schwimminsel, Versuchsreihe B wurde zur Absicherung für den Fall durchgeführt, dass die zwei Bewehrungslagen nicht die gewünschten Ergebnisse erzielen. Der Aufbau des Probekörpers von Versuchsreihe A ist in Abbildung 10.9 dargestellt.

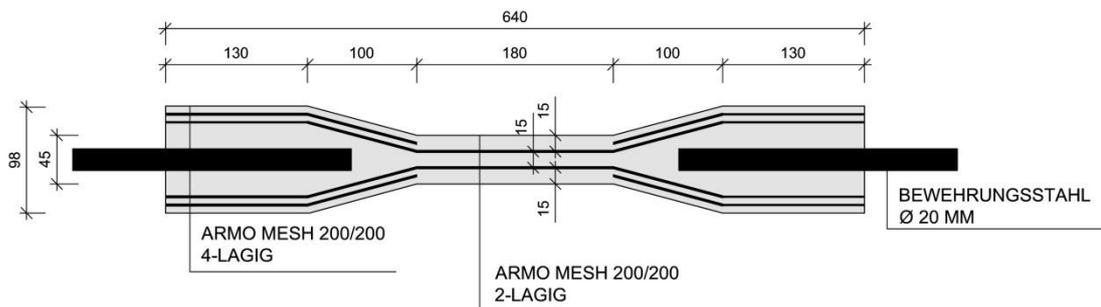


Abbildung 10.9: Längsschnitt Probekörper Versuchsreihe A.

Die Ergebnisse der zentrischen Zugversuche in Abbildung 10.10 und Abbildung 10.11 bzw. Tabelle 10.7 und Tabelle 10.8 zeigen, dass trotz des geringen Bewehrungsgrades bei beiden Versuchsreihen eine Laststeigerung nach Eintreten des ersten Risses festgestellt werden konnte, und die Duktilität gegenüber einer unbewehrten Variante deutlich gesteigert wurde. Bei Versuchsreihe A betrug die durchschnittliche Beton-Zugspannung bei Erstrissbildung $\sigma_{Riss} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ und die fiktive Beton-Zugfestigkeit bei Erreichen der Maximal-Last $\sigma_{c,max} = 2,7 \text{ N/mm}^2$. Dies entspricht einer Festigkeitssteigerung um ca. 23 %. Die Bruchdehnung des Textilbetons konnte um mehr als das fünffache im Vergleich zu einer unbewehrten Variante gesteigert werden.

Durch die Zugversuche konnte außerdem festgestellt werden, dass die zusätzliche dritte Bewehrungslage von Versuchsreihe B nur eine geringe Tragfähigkeitssteigerung in der Höhe von ca. 8 % bewirkt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die zentrische Lage der dritten Textilbewehrung durch das Laminierverfahren nur sehr ungenau hergestellt werden konnte, und die ungewollte Exzentrizität Biegebeanspruchungen in den Probekörpern hervorrief. Auch die Beton-Zugspannung bei Erstrissbildung erfuhr durch die zusätzliche Bewehrungslage nur eine geringe Steigerung von ca. 2 %. Einzig der Rissabstand konnte bei Versuchsreihe B verringert werden. Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die zwei Bewehrungslagen von Versuchsreihe A für die Anwendung der Schwimminsel eine ausreichende rissverteilende und duktilitätssteigernde Wirkung auf den Textilbeton besitzen.

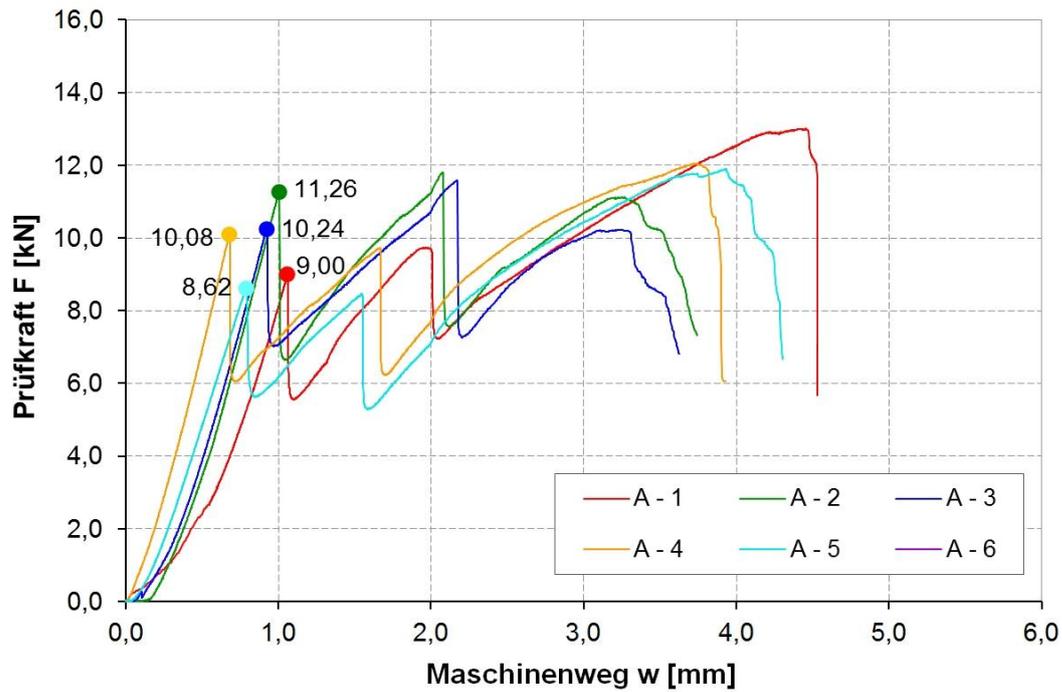


Abbildung 10.10: Ergebnisse Versuchsreihe A.

Tabelle 10.7: Ergebnisse Versuchsreihe A.

Kenngröße	Kurz- bezeichnung	Mittelwert	Einheit
Kraft bei Erstriss	F_{Riss}	9,8	[kN]
Zugspannung bei F_{Riss}	σ_{Riss}	2,2	[N/mm ²]
Max. Kraft	F_{max}	12,1	[kN]
Fiktive Betonzugspannung bei F_{max} ¹⁾	$\sigma_{c,max}$	2,7	[N/mm ²]
Bewehrungszugspannung im Rissquerschnitt bei F_{max}	$\sigma_{tex,max}$	1.370	[N/mm ²]
Anzahl der Risse		2	-

¹⁾ $\sigma_{c,max} = F_{max} / A_c$

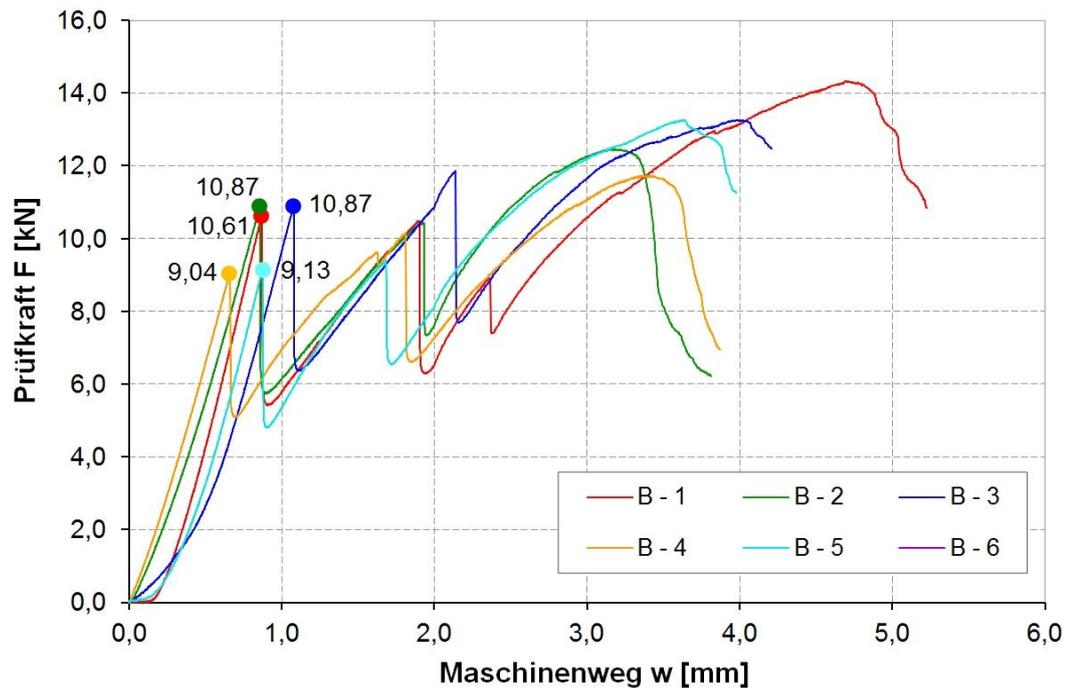


Abbildung 10.11: Ergebnisse Versuchsreihe B.

Tabelle 10.8: Ergebnisse Versuchsreihe B.

Kenngröße	Kurzbezeichnung	Mittelwert	Einheit	Veränderung zu Probereihe A
Kraft bei Erstriss	F_{Riss}	10,1	[kN]	+ 2 %
Max. Kraft	F_{Max}	13,0	[kN]	+ 8 %
Anzahl der Risse	-	3	-	+ 1

In beiden Versuchsreihen war nicht schlagartiges Reißen der Carbonfasern das Materialversagen, sondern lokales Verbundversagen bzw. Ausziehen der Textilfilamente aus dem Beton (Abbildung 10.12). Dies deckt sich mit den Erfahrungen der Firma S&P Reinforcement und ist auf den mäßigen Verbund zwischen der glatten Textilbewehrung und dem Beton zurückzuführen. Die maximal aufnehmbare Zugsspannung der Bewehrung betrug im Mittel $\sigma_{tex,max} = 1.370 \text{ N/mm}^2$, was deutlich unter der theoretischen Zugfestigkeit der Carbonfaser mit $\sigma_{tex,theor} = 4.000 \text{ N/mm}^2$ liegt. Daraus ist ersichtlich, dass in der Verbesserung der Verbundeigenschaften von Textilbewehrung ein großes Optimierungspotential liegt.

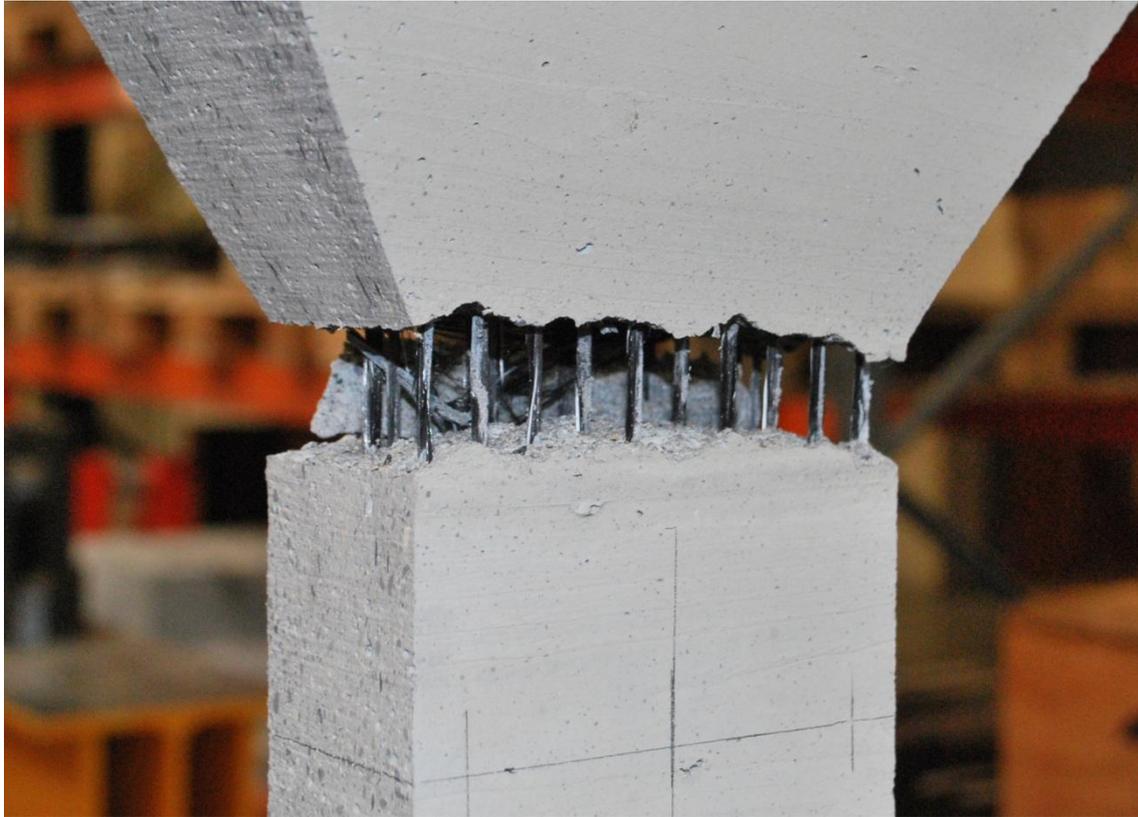


Abbildung 10.12: Versagensart der zentrischen Zugversuche.

10.5.2 4-Punkt Biegeversuche

Zur Beurteilung des Tragverhaltens der Konstruktion unter Biegebeanspruchung wurden außerdem 4-Punkt Biegeversuche an $4,5 \cdot 20 \cdot 70$ cm großen Plattenstreifen durchgeführt. Dabei wurden ebenfalls zwei Versuchsreihen durchgeführt, wobei Versuchsreihe C zwei durchgehenden Bewehrungslagen, und Versuchsreihe D einen Bewehrungsstoß in der unteren Lage mit 35 cm Übergreifungslänge beinhaltete. Die Ergebnisse in Tabelle 10.9 und Tabelle 10.10 bzw. Abbildung 10.13 und Abbildung 10.14 zeigen ähnliche Verläufe wie bei den zentrischen Zugversuchen, wobei die Steigerung der Nachrissfestigkeit und Duktilität hier noch deutlicher ausfiel.

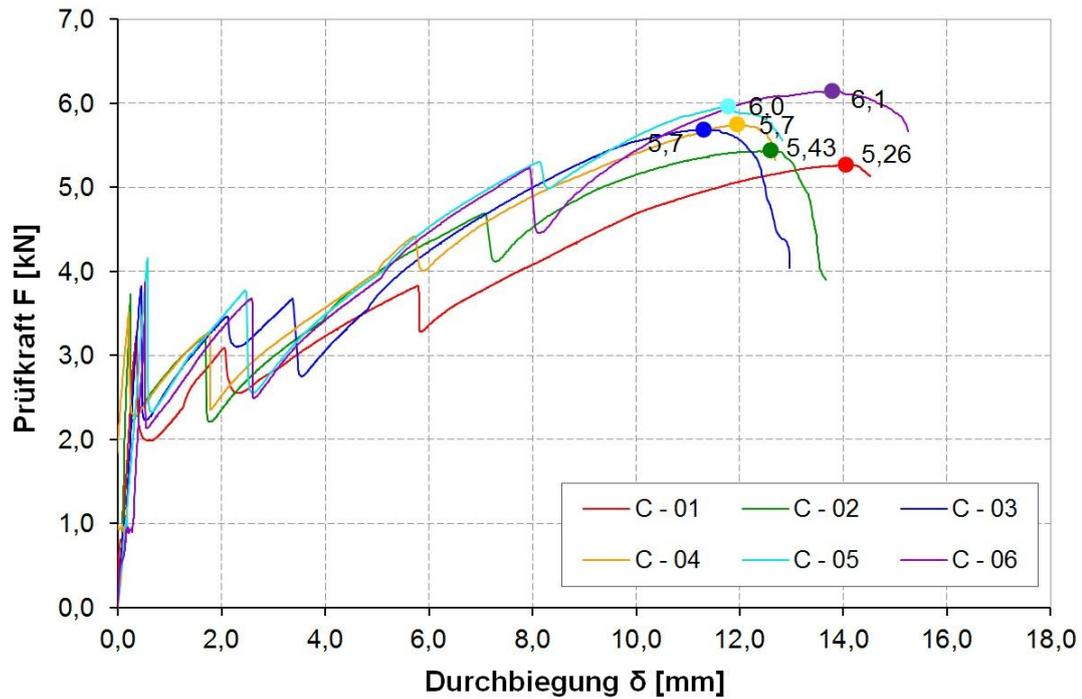


Abbildung 10.13: Ergebnisse Versuchsreihe C.

Tabelle 10.9: Ergebnisse Versuchsreihe C.

Kenngröße	Kurzbezeichnung	Mittelwert	Einheit
Kraft bei Erstriss	F_{Riss}	3,7	[kN]
Moment je Meter bei F_{Riss}	M_{Riss}	1,9	[kNm/m]
Biegezugspannung bei F_{Riss}	$\sigma_{Riss,BZ}$	5,5	[N/mm ²]
Max. Kraft	F_{max}	5,7	[kN]
Moment je Meter bei F_{max}	M_{max}	2,9	[kNm/m]
Fiktive Biegezugspannung bei F_{max} ²⁾	$\sigma_{c,max,BZ}$	8,5	[N/mm ²]
Bewehrungszugspannung im Rissquerschnitt bei F_{max}	$\sigma_{tex,max,BZ}$	1.620	[N/mm ²]
Durchbiegung bei F_{max}	δ_0	12,6	[mm]
Anzahl der Risse	-	3	-

²⁾ $\sigma_{c,max,BZ} = M_{max} / W_c$

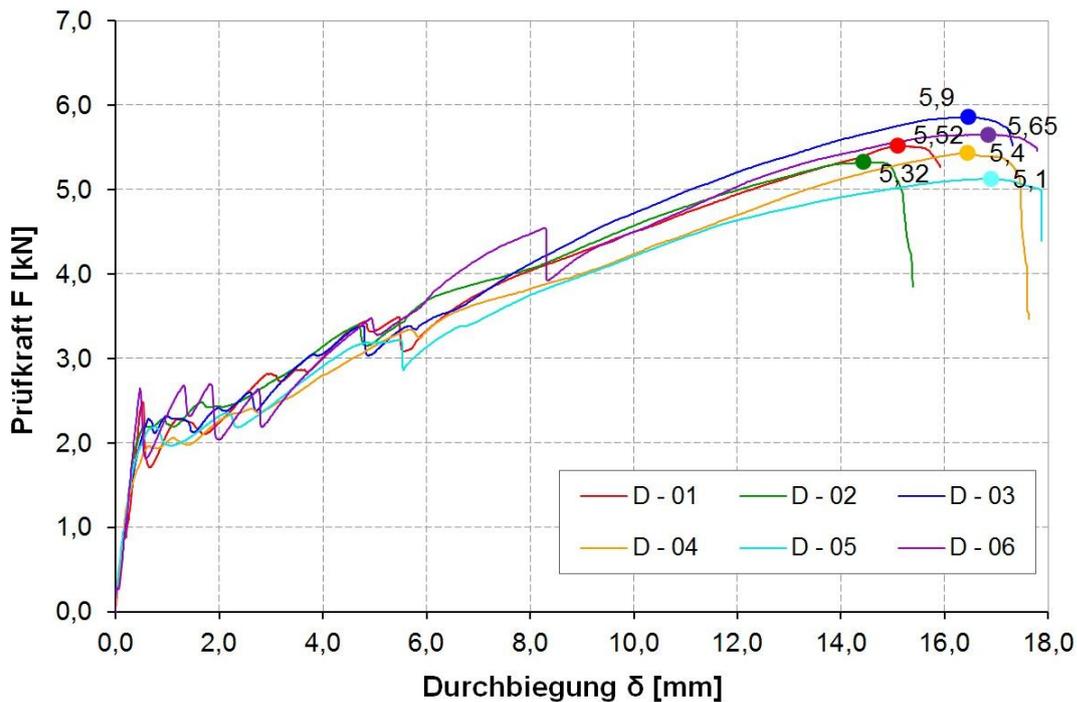


Abbildung 10.14: Ergebnisse Versuchsreihe D.

Tabelle 10.10: Ergebnisse Versuchsreihe D.

Kenngröße	Kurz- bezeichnung	Mittelwert	Einheit	Veränderung gegenüber Probereihe C
Max. Kraft	F_{max}	5,5	[kN]	- 4 %
Durchbiegung bei F_{max}	δ_0	16,0	[mm]	+ 27 %
Anzahl der Risse	-	7	-	+ 4

Bei Versuchsreihe C betrug die durchschnittliche Beton-Biegezugspannung bei Erst-rissbildung $\sigma_{Riss,BZ} = 5,5 \text{ N/mm}^2$, und die fiktive Beton-Biegezugfestigkeit bei Erreichen der Maximal-Last $\sigma_{c,max,BZ} = 8,5 \text{ N/mm}^2$, was einer Steigerung von 53 % entspricht. Die Bruchdehnung des Textilbetons konnte um mehr als das 25-fache im Vergleich zu einer unbewehrten Variante gesteigert werden. Die ermittelten Werte der Textilbeton-Zugfestigkeit lagen bei den 4-Punkt Biegeversuchen konstant über den Ergebnissen der zentrischen Zugversuche, weshalb bei der Bemessung der Betonhülle eine Unterscheidung zwischen diesen zwei Beanspruchungsarten sinnvoll erscheint. Das Versagen war auch bei den Biegeversuchen durch ein lokales Verbundversagen der Filamente gekennzeichnet (Abbildung 10.15), ein Versagen der Betondruckzone konnte nicht festgestellt werden. Die maximal aufnehmbare Zugsspannung der Bewehrung betrug im Mittel 1.620 N/mm^2 , was um ca. 18 % mehr als bei den zentrischen Zugversuchen ist. Die Steigerung ist unter anderem dadurch zu erklären, dass die Umlenkkräfte in den Knicken der Filamente einen Querdruck erzeugen, der den Reibungsverband zwischen der

Bewehrung und dem Beton erhöht. Auch die Ergebnisse der 4-Punkt Biegeversuche bestätigten die Eignung des untersuchten Textilgeleges als Bewehrung für die Schwimmsel-Hülle. Darüber hinaus zeigt Versuchsreihe D, dass der Übergreifungsstoß keinen negativen Einfluss auf die maximale Tragfähigkeit hat, und die gewählten 35 cm eine ausreichende Übergreifungslänge Hinblick auf die geplante Anwendung darstellen.



Abbildung 10.15: Versagensart der Biegeversuche.

10.6 Nachweiskonzept und Dimensionierung

Die Dimensionierung der Betonhülle erfolgte auf Grundlage der in Abschnitt 10.5 beschriebenen Laborversuche und der Bemessungsempfehlungen der Firma S&P-Reinforcement. Die Nachweise erfolgten wegen des bereits festgelegten Bewehrungsgrades auf Spannungsniveau, indem dem gerissenen Beton ein fiktiver maximaler Zug- bzw. Biegezugspannungswert zugewiesen wurde.⁸

10.6.1 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Bemessung der Betonhülle im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit dient in erster Linie zur Beschränkung der Rissbreiten unter zentrischem Zwang, der durch jahreszeitliche Temperaturschwankungen und ungleiche Temperatureinwirkungen an der Unter- und Oberseite der Schwimmsel bzw. durch Abfließen der Hydratationswärme

⁸ Datenblatt S&P ARMO System 2012.

hervorgerufen wird. In der Entwurfsphase wurde bereits auf konstruktive Weise versucht, potentielle Gefahrenstellen wie Kanten oder Materialdickensprünge zu vermeiden. Für die Schnittkraftermittlung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurde in Anlehnung an den qualitativen Verlauf der Versuchsreihe A ein bi-lineares Materialmodell verwendet, mit einem E-Modul des ungerissenen Betons von 26.000 N/mm^2 bis zu einer Spannung von $\sigma_{Riss} = 2,2 \text{ N/mm}^2$, und einem deutlich abgeminderten E-Modul des gerissenen Betons von 2200 N/mm^2 .

Die FE-Modellierung der Schwimminsel erfolgte mittels Volumen-Elementen (XPS-Kern) und Flächen-Elementen (Textilbetonhülle), wobei ein starrer Verbund zwischen den beiden Bauteilen angenommen wurde. Durch die Berechnungen konnte nachgewiesen werden, dass durch globale Temperaturschwankung von $\pm 50 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. durch ungleiche Temperatur an der Ober- ($50 \text{ }^\circ\text{C}$) und Unterseite ($10 \text{ }^\circ\text{C}$) die Rissspannung des Betons in der Höhe von $\sigma_{Riss} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ nur in kleinen Bereichen überschritten wird und daher keine großflächig verteilten Risse zu erwarten sind. (Abbildung 10.16). Es sei allerdings erwähnt, dass die durchgeführten FE-Berechnungen nur als grobe Anhaltswerte zu verstehen sind, da die wirklichkeitsnahe Erfassung der Zwangsbeanspruchungen im Betonbau aufgrund der Nichtlinearität des Materials nur bedingt möglich ist.

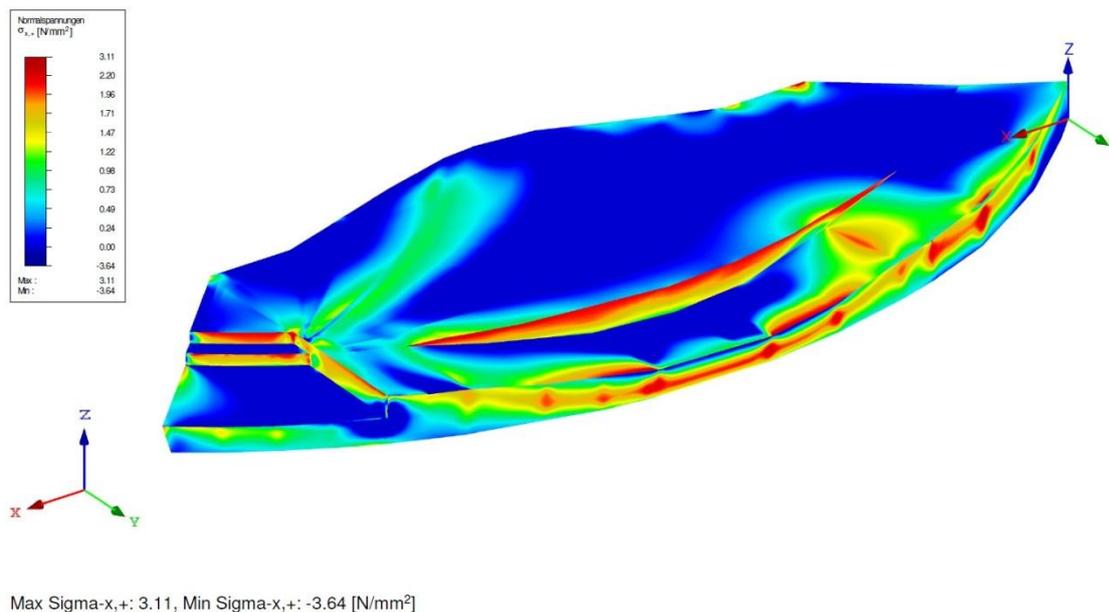


Abbildung 10.16: Betonspannungen in Längsrichtung zufolge ungleicher Temperatur an der Ober- und Unterseite.

10.6.2 Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit stellen in erster Linie sicher, dass Personen, welche die Insel als Badeplattform benutzen, keine Schäden an der Betonhülle verursachen. Da es sich um eine elastisch gebettete Platte handelt, ist das Versagensbild zufolge konzentrierter Druckkräfte durch ein lokales Biegeversagen in Form von

Betonabplatzungen gekennzeichnet. Der Bemessungswert des Biegewiderstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit beträgt unter Einhaltung der von S&P Clever Reinforcement empfohlenen Festigkeitswerte $M_{Rd} = 1,0 \text{ kNm/m}$. Dies entspricht einer fiktiven Zugspannung von $\sigma_{Rd} = 3,1 \text{ N/mm}^2$.

Ein Vergleich mit den Ergebnissen der 4-Punkt Biegeversuche von Versuchsreihe C zeigt, dass mit diesem Bemessungswert ein Material Sicherheitsbeiwert der Textilbewehrung von mehr als $\gamma_{ex} = 2,7$ erreicht wird, was als ausreichend angesehen wird. Die FE-Analyse eines Schwimminsel Ausschnittes zeigt, dass zufolge einer Einzellast von 100 kg (1 kN) maximale Biegezugspannungen in der Höhe von 0,14 N/mm² erzeugt werden, was auch unter Berücksichtigung eines dynamischen Erhöhungsfaktors und Teilsicherheitsbeiwertes deutlich unter dem Bemessungswert von 3,1 N/mm² liegt (Abbildung 10.17).

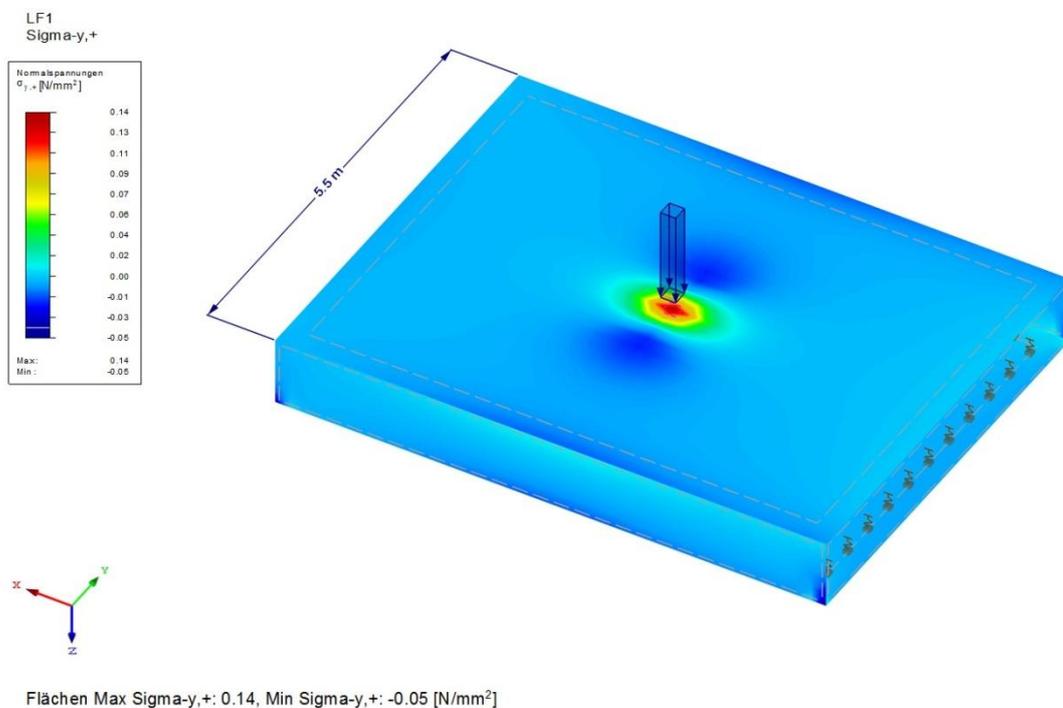


Abbildung 10.17: Betonspannungen in Querrichtung zufolge einer Nutzlast von 100 kg.

Außergewöhnliche Einwirkungen, wie beispielsweise der Anprall eines Baumstammes während eines Hochwassers, führen zu hohen und schwer abschätzbaren Kräften, deren Abtrag rechnerisch nicht nachgewiesen werden konnte. Aufgrund der Bauweise der Schwimminsel führen derartige Belastungen allerdings nur zu lokalen Schäden in der Betonhülle und stellen keine Gefährdung der Schwimmstabilität bzw. Verankerungen dar. Aufgrund des eingesetzten Betons ist eine Reparatur der Fehlstellen relativ einfach möglich.

10.7 Herstellung einer Musterfläche

Um vor der endgültigen Herstellung der Schwimminsel für Bauherr, Planer und Bau-firma eine größtmögliche Sicherheit zu erreichen, wurde im August 2013 unter hoch-sommerlichen Bedingungen eine 3 · 3 m große Musterfläche mit der tatsächlichen Oberflächengeometrie hergestellt. Dabei konnte festgestellt werden, dass die Haftung des polymermodifizierten Spritzbetons auf der vertikalen XPS-Oberfläche in ausrei-chendem Maße gegeben ist und daher keine zusätzlichen Maßnahmen zur Verbesserung des Verbundes erforderlich waren. Auch der Arbeitsschritt des Bewehrns verlief zu-friedenstellend, und durch leichtes Eindrücken des Textils in den Frischbeton konnte eine gute Lagefixierung erreicht werden. Die Verarbeitungszeit des Betons, nach Her-stellerangaben ca. 1 h, war für die Herstellung der Musterfläche ausreichend lang, und die benötigte Zeit ließ darauf schließen, dass die Herstellung der Schwimminselhülle an einem einzigen Arbeitstag möglich sein sollte.

Zur Beurteilung der Oberflächenrauigkeit wurden unterschiedliche Verfahren der End-verarbeitung mit Reib- und Glättbrett angewandt und nach Aushärten des Betons bei einer Barfuß-Begehung auf Eignung als Schwimminsel-Oberfläche getestet. Dabei wur-de außerdem das Tragverhalten der Sandwichbauweise bei Personenbenutzung unter-sucht, indem auf dem Probekörper gesprungen wurde (Abbildung 10.18). Dabei konnte die hohe Steifigkeit und Tragfähigkeit der FE-Analysen bestätigt werden. Da in dem Großversuch keine sichtbaren Risse oder Schädigungen am Beton oder XPS-Körper festgestellt wurden, konnte die Bauweise für die geplante Anwendung als geeignet an-gesehen werden.



Abbildung 10.18: Untersuchung des Tragverhaltens durch Springen auf der Betonhaut.

10.8 Herstellung des Prototypens vor Ort und Befestigung

Die Baumeisterarbeiten wurden im Oktober 2013 innerhalb von zwei Wochen auf der Donauinsel nahe der Kaisermühlenbrücke durchgeführt, ca. 500 m stromabwärts des Ankerplatzes. Mit der Durchführung war die Firma Wiener Betriebs- und Baugesellschaft m.b.H. WIBEBA beauftragt, welche sich bereits während der Voruntersuchungen engagiert an der Entwicklung beteiligt hatte. In Woche 1 wurden die XPS-Blöcke mittels Polyurethan-Stoßfugenkleber und Spanngurten verklebt, und nach dem Aushärten das Stahlskelett eingesetzt bzw. die Freiräume mittels Montageschaum formschlüssig ausgefüllt (Abbildung 10.19). Anschließend wurde der obere Teil der Insel mit dem unteren verklebt und die gesamte Konstruktion in senkrechter Lage auf zwei Stahlböcken gelenkig gelagert, um mit dem Spritzauftrag beginnen zu können.



Abbildung 10.19: Grätenförmige Stahlkonstruktion im Inneren des XPS-Körpers.

Die Torkretier-Arbeiten erfolgten in Woche 2 an einem einzigen Tag, und zur Beurteilung des günstigsten Bauverfahrens wurde auf der einen Inselfeite mit Steiger und auf der anderen mit Gerüst gearbeitet. Dabei erwies sich das Gerüst vor allem beim Verreiben der Oberfläche als die bessere Methode. Der Beton wurde im Nass-Spritzverfahren aufgebracht, wobei das Wasser von einem örtlichen Brunnenwerk verwendet und der Strom durch mobile Generatoren erzeugt wurde. Der Spritzbeton wurde kontinuierlich auf dem XPS-Körper aufgebracht, und die Textilbewehrung, welche auf 2,5 m breiten Rollen geliefert worden war, über die kurze Seite der Insel verlegt. Dadurch konnten mehrere Arbeitspartien gleichzeitig an der Insel arbeiten und so die Arbeitszeit verkür-

zen. Nach einer Abbindezeit von ca. einer Stunde wurde mit dem Herstellen der Endoberfläche begonnen. Das Verreiben mittels Reibbrett erfolgte zuerst kreisförmig und abschließend in Längsrichtung (Abbildung 10.20).



Abbildung 10.20: Herstellung der Betonhülle vor Ort.

Das Wassern erfolgte im Dezember 2013, indem die Insel mittels zweier Mobilkräne an den dafür vorgesehenen Aufhängepunkten des Stahlskeletts ins Wasser gehoben wurde. Da das Skelett nur in vertikaler Lage als Vierendeelträger wirkte, musste ein horizontaler Bauzustand so gut wie möglich vermieden und die Insel erst im Wasser unter Wirken des Auftriebes umgelegt werden. Im Anschluss wurde die Insel mit dem Motorboot durch Mitarbeiter der MA 45 zu Strom-km 12,1 gezogen und dort befestigt.

Die entwickelte Schwimminsel aus Beton stellt eine innovative Bauweise dar, die in dieser Form zum ersten Mal ausgeführt und erst durch Kombination erprobter Methoden mit neuen Entwicklungen möglich wurde (Abbildung 10.21). Sie demonstriert eindrucksvoll die Potentiale von dünnen, kohlefaserbewehrten Betonschichten und lässt in Verbindung mit der Schaumkernbauweise vielfältige Möglichkeiten der Formgebung mit überschaubaren Kosten, geringem Konstruktionsgewicht und hoher mechanischer Widerstandsfähigkeit zu. Interessant scheint die entwickelte Bauweise nicht nur für Schwimmkörper, sondern auch für höher belastete Tragkonstruktionen zu sein, wobei die Abmessungen der ausgeführten Insel die praktisch herstellbare Grenze eines Bauteils darstellen dürften. Die Verwendung ultrahochfester Betone in noch dünneren

Schichtdicken sowie die Kombination von Textilbewehrung mit Kurzschnittfasern aus Carbon könnte ebenfalls einen weiteren Beitrag in dieser Richtung liefern.

Die Insel ist ein Prototyp, der durch periodische Untersuchungen wertvolle Aufschlüsse über die Dauerhaftigkeit, Risse-Sicherheit und Benutzerfreundlichkeit der Textilbeton-Sandwich-Bauweise liefern soll. Trotz gewissenhafter Planung und begleitender Labor-Versuche können die Langzeit-Auswirkungen klimatischer Beanspruchungen wie Sonneneinstrahlung bei gleichzeitiger Wasserabkühlung, Frost oder Eisbildung nur schwer vorhergesagt werden. Auch die Beurteilung der Wasseraufnahme und Sättigungsfeuchte kann erst durch Untersuchung nach einem ausreichenden Zeitraum verlässlich festgestellt werden. Der eigentliche Zweck der Schwimminsel ist jedoch der angenehme und lustvolle Gebrauch durch die Badegäste der Neuen Donau und stellt die wahre Prüfung im kommenden Sommer dar (Abbildung 10.22).



Abbildung 10.21: Fertige Schwimminsel am vorgesehenen Liegeplatz im Februar 2014.



Abbildung 10.22: Fertige Schwimminsel im Sommer 2014.

11 Zusammenfassung und Ausblick

Die Entwicklung dünnwandiger Betontragwerke mit geringem Eigengewicht und zugleich hoher Dauerhaftigkeit stellt aufgrund der zunehmenden Ressourcen-Knappheit ein überaus aktuelles Forschungsfeld dar, insbesondere wenn man bedenkt, dass das Bauwesen weltweit für 60 % des Ressourcenverbrauches, 60 % des Müllaufkommens und 35 % des Energieverbrauches verantwortlich ist. Während in der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts im Massivbau eine Tendenz hin zu immer dickeren Bauteilen festzustellen war – eine Reaktion auf die zahlreichen zumeist korrosionsbedingten Schadensfälle bei umweltbelasteten Betonbauteilen – findet mittlerweile wieder eine Trendumkehr statt.¹

Die in dieser Arbeit entwickelte Leichtbauweise aus Hochleistungsbeton und korrosionsresistenter Carbon-Bewehrung soll einen Beitrag zur Steigerung der Ressourceneffizienz im Massivbau leisten. Deren Potential dürfte weniger in klassischen Ortbeton-Anwendungen wie Fundamenten, Wänden oder Geschoßdecken liegen, sondern vielmehr in solchen, die bisher nicht dem Betonbau zugeordnet waren. Neben der Erforschung der materiellen Besonderheiten und der Entwicklung eines Bemessungskonzeptes lag daher ein zweiter Schwerpunkt in der Findung neuer Einsatzmöglichkeiten für dünnwandige Carbonbeton-Bauteile bzw. in der Herstellung einer prototypischen Anwendung.

Die durchgeführten Auszieh- und Spannkraft-Einleitungsversuche zeigen, dass das eher mäßige Verbundverhalten von Carbon-Bewehrung und Beton durch Besanden der Bewehrungsoberfläche verbessert wird, und nach anfänglich hohen Festigkeits- bzw. Steifigkeitswerten im hinteren Bereich der Arbeitslinie in einen horizontal verlaufenden Ast mit ausgeprägtem Reibungsverbund übergeht. Neben dem Besanden hat auch der Einsatz von ultra-hochfestem bzw. polymermodifiziertem Beton einen positiven Einfluss auf das Verbundverhalten. Die durchgeführten Biegeversuche zeigen, dass trotz der im Vergleich zu Rippenstahl geringen Verbundfestigkeit ein Einsatz von Carbon als schlaffe und vorgespannte Beton-Bewehrung möglich ist. Insbesondere bei der Spannbett-Vorspannung sollten allerdings ausreichend große Bauteillängen gewählt werden, um die volle Vorspannkraft in den Beton einleiten zu können.

Bei der Anordnung der Bewehrung orientiert sich die vorliegende Arbeit am klassischen Stahlbeton, indem die Bewehrung möglichst oberflächennahe und überwiegend im Bereich der Zugzone angeordnet wird. Es zeigte sich, dass das Biegetragmodell des Stahl- und Spannbetons auf die gegenständlichen Carbonbeton-Platten übertragbar ist und eine

¹ Sobek 2014.

realitätsnahe Abbildung des Tragverhaltens zulässt. Der grundlegende Unterschied zwischen normgemäßem Stahlbeton und dünnen Carbonbeton-Bauteilen liegt vor allem in dem Umstand, dass alle Dimensionen rund eine Zehnerpotenz kleiner sind. Dies hat zur Folge, dass herstellungsbedingte Geometrie-Abweichungen einen nicht zu unterschätzenden Einfluss auf das Tragverhalten besitzen und daher verstärkt berücksichtigt werden müssen.

Ein weiterer Unterschied zwischen den gegenständlichen Carbonbeton-Platten und Stahlbeton liegt in dem Umstand, dass sowohl UHPC als auch Carbon ein elastisches Verhalten bis zum Bruch aufweisen und daher keine plastischen Umlagerungsmöglichkeiten besitzen. Der Bruchzustand von Carbonbeton kann sowohl durch Reißen der Bewehrung, als auch durch Versagen der Beton-Druckzone eingeleitet werden, wobei beide Versagenszustände mehr oder weniger schlagartig erfolgen und daher gleichwertig sind. Die Arbeitslinie von Carbonbeton unter Zug bzw. Biegung ist wie von Stahlbeton zweigeteilt und verliert bei Übergang vom ungerissenen zum gerissenen Zustand deutlich an Steifigkeit. Bei allen durchgeführten Versuchen gingen dem Bruchzustand große Verformungen voraus, die das Versagen deutlich ankündigten.

Das am Ende der Arbeit vorgestellte Schwimmsel-Projekt zeigt, dass die Realisierung dünnwandiger Konstruktionen aus Carbonbeton auch unter baupraktischen Randbedingungen und unter Einhaltung eines wirtschaftlich vertretbaren Kostenrahmens möglich ist. Der vorgestellte Prototyp wird in den nächsten Jahren wertvolle Erkenntnisse zur Beurteilung des Langzeitverhaltens und der Dauerhaftigkeit liefern, und stellt darüber hinaus bereits eine beliebte Attraktion in der Neuen Donau dar.

Literaturverzeichnis

AFGC/SETRA (2002): Bétons fibrés à ultra-hautes performances. Recommandations provisoires. Documents scientifiques et techniques. Association Française de Génie Civil, Setra, Bagneux Cedex, Janvier 2002.

ACI (2006): Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars. American Concrete Institute. ACI 440.1R-06. Detroit.

Banse, G. (2012): Nachhaltige Entwicklungen – Transnational. Sichten und Erfahrungen aus Mitteleuropa. Edition simga Berlin.

Bertram, G. (2012): Zum Verbund- und Querkrafttragverhalten von Spannbetonträgern aus ultra-hochfestem Beton. Dissertation RWTH Aachen.

Bramshuber, W. (2006): Textile Reinforced Concrete – State-of-the-Art Report. RILEM TC 201-TRC Report 036. RILEM Publications S.A.R.L.

Bouygues (1998): Les Bétons de Podres Réactives. Firmenbroschüre.

Bülte, S. (2008): Zum Verbundverhalten von Spannstahl mit sofortigem Verbund unter Betriebsbeanspruchung. Dissertation RWTH Aachen.

Curbach, M. (1998): Sachstandsbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau. In: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 488. Beuth Verlag Berlin 1998.

Curbach, M.; Jesse, F. (2009): Eigenschaften und Anwendung von Textilbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 1/2009. Ernst & Sohn Verlag Berlin.

Datenblatt Austrotherm: Datenblatt XPS Top 30. Bearbeitung 01. 2011.

Datenblatt Dorsolit (2014): DORSILIT Nr.8. Quarzsande GmbH - A 4070 Eferding. www.quarzsande.at (Zugriffsdatum: 06.05.2014).

Datenblatt Dyckerhoff (2014): Nanodur Compound 5941, grau. www.dyckerhoff.de (Zugriffsdatum: 13.10.2014).

Datenblatt Mapei (2011): Datenblatt Mapegrout Tissotropico (Standfest). 302-7-2011.

Datenblatt SGL Composite Materials (2010): Carbon-Fiber Based Reinforcing Materials for Civil Engineering. Version 04 2010/1. www.sglcarbon.de (Zugriffsdatum: 13.10.2012).

Datenblatt Firma SGL (2009): Rissbreitensanierung IPRO Industrieprojekt Silo 2 – Teil B: Statische Berechnungen. Seite 98 - 114.

- Datenblatt Sika CarboDUR** (2009): Produktdatenblatt Sika® CarboDur® Lamellen. Ausgabe 27.03.2009, Identifikationsnummer 2009, Versionsnummer 2.
http://www.beschichtungen-sklensky.com/fhs/files_fhs/1/ (Zugriffsdatum: 11.06.2013)
- Datenblatt Sikafloor-156** (2011): Produktdatenblatt Ausgabe 08.03.2011, Identifikationsnummer, 2011/RS, Versionsnummer 2, Sikafloor®.
aut.sika.com/dms/getredirect.get/ (Zugriffsdatum: 11.06.2013)
- Datenblatt S&P ARMO System** (2012): S&P ARMO System – Bemessungsgrundlagen FRCM Fiber Reinforced Cementitious Matrix. November 2012.
- Datenblatt S&P CFK-Lamelle** (2014): S&P CFK-Lamelle – Kohlefaserlamelle zur Tragwerksverstärkung. VER02/14_HUM.
www.sp-reinforcement.eu (Zugriffsdatum: 06.05.2014).
- Datenblatt S&P FRP-Systeme** (2014): Grundlagen für S&P FRP-Systeme. VER256.03.2014/IND.
- Datenblatt S&P Resin Epoxy-55** (2014): S&P Resin Epoxy-55 – 2-Komponenten Epoxidharz. www.sp-reinforcement.eu (Zugriffsdatum: 06.05.2014).
- Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau** (2001): Beton als kreislaufgerechter Baustoff. Beuth Verlag Berlin.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau** (1996): Umweltgerechter Rückbau und Wiederverwertung mineralischer Baustoffe. Beuth Verlag Berlin.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau** (2008): Sachstandsbericht Ultrahochfester Beton. Beuth Verlag Berlin Wien Zürich.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau** (2010): Richtlinie „Stahlfaserbeton“. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Beuth Verlag Berlin Wien Zürich.
- Deutsche Forschungsgemeinschaft** (1999/1): SFB 528: Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung.
<http://gepris.dfg.de/gepris/projekt/5483454> (Zugriffsdatum: 30.09.2014).
- Deutsche Forschungsgemeinschaft** (1999/2): SFB 532: Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie.
<http://gepris.dfg.de/gepris/projekt/5483592> (Zugriffsdatum: 30.09.2014).
- Deutsche Forschungsgemeinschaft** (2005): SPP 1182: Nachhaltiges Bauen mit Ultra-Hochfestem Beton (UHPC).
<http://gepris.dfg.de/gepris/projekt/12591437> (Zugriffsdatum: 18.03.2014).
- Deutsche Forschungsgemeinschaft** (2011): SPP 1542: Leicht Bauen mit Beton – Grundlagen für das Bauen der Zukunft mit bionischen und mathematischen Entwurfsprinzipien.

<http://gepris.dfg.de/gepris/OCTOPUS;jsessionid=01B59485FFB0CAE3C685F97BF0D326BA?context=projekt&id=172438440&module=gepris&task=showDetail> (Zugriffsdatum: 18.03.2014).

Ehlig, D.; Schladitz, F.; Frenzel, M.; Curbach, M. (2012): Textilbeton – Ausgeführte Projekte im Überblick. In: Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 11/2012. Ernst & Sohn Verlag Berlin.

Eurocode EN 1992-1-1 (2011): Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken. Österreichisches Normungsinstitut.

Federal Highway Administration (2013): Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-art Report for the Bridge Community. Report Nr. FHWA-HRT-13-060. Turner-Fairbank Highway Research Center Georgetown.

Fingerloos, F. (2012): Eurocode 2 für Deutschland, Kommentierte Fassung. Beuth Verlag Berlin Wien Zürich.

Flemming, M.; Roth, S. (2003): Faserverbundbauweisen. Eigenschaften: mechanische, konstruktive, thermische, elektrische, ökologische, wirtschaftliche Aspekte. Springer Verlag Berlin Heidelberg.

Forstlechner, F. X.; Peters, S. (2012): Composite Structures made of Ultra-High Performance Concrete and Fiber-Reinforced Polymers. Konferenzbeitrag Bond in Concrete, Brescia 2012. S. 999 - 1006. Publisher Creations Verlag.

Forstlechner, F. X.; Holl, J.; Fischer, Ch.; Peters, S.; Heinrich, L. (2014): Entwicklung einer frei geformten Schwimmsel aus textilbewehrtem Beton. In: Der Bauingenieur, Heft 01/2014. Seite 133 - 144. Springer Verlag Düsseldorf.

Forstlechner, F. X.; Freytag, B.; Peters, S. (2015): Spannbett-Vorspannung dünner Carbonbeton-Platten – Studie über den Einsatz von besandeten CFK-Lamellen als Spannglieder für textilbewehrte Fertigteile aus ultra-hochfestem Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau (Datum offen). Ernst & Sohn Verlag Berlin.

Freytag, B.; Reichel, M.; Sparowitz, L.; Santner, G.; Heinzle, G. (2009): Großversuch Wildbrücke – versuchsgestützte Bemessung einer UHPC-Bogenbrücke. Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 3. Ernst & Sohn Verlag Berlin.

Freytag, B.; Juhart, J.; Santner, G.; Baumgartner, E. (2012): A novel microstructural approach for modelling the adhesive power of UHPC. Konferenzbeitrag 4th Bond in Concrete Conference, Brescia 2012. Seite 703 - 710. Publisher Creation, Manerbio (Brescia), Italy.

Füllsack-Köditz, R. (2004): Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen. Dissertation Bauhaus Universität Weimar.

- Griffith, A.** (1920): The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. Philosophical Transactions of the Royal Society, Vol. A221 pp.163 - 98.
- Hegger, J.; Bertram, G.** (2010): Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC – Teil 1: Versuche zur Verbundfestigkeit und zur Übertragungslänge. In: Beton- und Stahlbetonbau 105, Heft 6. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- Hegger, J.; Goralski, C.; Kulas Ch.** (2011): Schlanke Fußgängerbrücke aus Textilbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 2/2011. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- HICON** (2013): Firmenbroschüre, <http://www.hi-con.dk/Stairs-1240.aspx> (Datum des Zugriffs 17.03.2014)
- Holschemacher, K.** (2011): Grundlagen des Faserbetons. In: Beton Kalender 2011, Seite 19 - 88. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- Hoyer, E.** (1939): Der Stahlsaitenbeton. Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin Wien Leipzig.
- Illich, G.; Tue N. V.; Freytag, B.** (2014): Schlanke vorgespannte Stützen aus UHPC – Experimentelle Untersuchung und Nachrechnung. In: Beton- und Stahlbetonbau 109, Heft 8. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- Institut für Betonbau** (2014): UHPC Rezeptur „Nanodur Compound 5941 -Q2345 V550-W17-SP1.6“. TU Graz.
- Institut für Tragwerksentwurf** (2012): FFG-Forschungsprojekt „Schalentragerwerke aus UHPC-Fertigteilen“. TU Graz.
- Jesse, F.; Curbach, M.** (2010): Verstärken mit Textilbeton. In: Beton Kalender 2010. Seite 458 - 565. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- JSCE-USC** (2008): Recommendations for Design and Construction of Ultra-High Strength Fiber-Reinforced Concrete Structures – Draft.
- Juhart, J.** (2011): Adhäsion von UHPC an Stahl und Glas. Dissertation TU Graz.
- König, G.; Tue, V. T.; Zink, M.** (2001): Hochleistungsbeton: Bemessung, Herstellung und Anwendung. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- Kulas, C.; Hegger, J.; Raupach, M.; Antons, U.** (2011): Experimentelle und theoretische Untersuchungen zum Hochtemperaturverhalten von Feinbeton und Textilgarnen. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 10. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- Kulas, C.; Schneider, M.; Will, N.; Grebe, R.** (2011): Hinterlüftete Vorhangfassaden aus Textilbeton – Tragverhalten und Ausführung. In: Bautechnik 88, Heft 5/2011, S. 271 - 280.
- Leonhardt, F.; Mönnig, E.** (1984): Vorlesungen über Massivbau; Teil 1: Grundlagen zur Bemessung im Stahlbetonbau. 3. Auflage. Springer Verlag Berlin.

- Lepenies, I.** (2007): Zur hierarchischen und simultanen Multi-Skalen-Analyse von Textilbeton. Dissertation TU Dresden.
- Leutbecher, T.** (2007): Rissbildung und Zugtragverhalten von mit Stabstahl und Fasern bewehrtem Ultrahochfesten Beton (UHPC). Dissertation Universität Kassel.
- Maeder, U.; Lallemand-Gamboa, J.; Chaignon, J.; Lombard, J.-P.** (2004): Ceracem, a new high performance concrete: characterization and applications. In: Tagungsband International Symposium on Ultra High Performance Concrete 2004, Seite 59 - 68. Kassel University Press.
- Modelcode** (2010): Model Code 2010 – First complete draft – Volume 1. International Federation for Structural Concrete (fib).
- Muttoni, A.; Lurati, F.; Ruiz, M. F.** (2013): Concrete Shells – towards efficient structures: construction of an ellipsoidal concrete shell in switzerland. In: Structural Concrete 14/2013. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- Muttoni, A.** (2012): Aktualität der Betonschalen. Vortrag bei der 18. Holcim Betontagung 2012.
- Niewels, J.** (2008): Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung. Dissertation RWTH Aachen.
- ÖNORM EN 15184** (2006): Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerkene – Prüfverfahren – Haftzugfestigkeit zwischen beschichtetem Stahl und Beton (Ausziehversuch). Österreichisches Normungsinstitut.
- Österreichische Vereinigung für Beton- und Bautechnik** (2008): Richtlinie Faserbeton. Österreichische Vereinigung für Beton und Bautechnik.
- prSIA 2052** (2014): Ultra-Hochleistungs-Faserbeton (UHFB) – Baustoffe, Bemessung und Ausführung. Schweizer Ingenieur- und Architektenverein. Stand 1. April 2014.
- Reichel, M.; Sparowitz, L.; Freytag, B.** (2011/1): Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen Teil 1 – Entwurf und Bemessung. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 11. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- Reichel, M.; Sparowitz, L.; Freytag, B.** (2011/2): Wildbrücke Völkermarkt – vorgespanntes Bogentragwerk aus UHFB-Segmentfertigteilen Teil 2 – Bauausführung, begleitende Forschung und Qualitätssicherung. In: Beton- und Stahlbetonbau 106, Heft 12. Ernst & Sohn Verlag Berlin.
- RILEM** (1994): Technical Recommendations for the Testing and Use of Construction Materials: RC 6, Bond Test for Reinforcement Steel, 2.Pull-Out Test. London: E&F Spon.

Schladitz, F.; Lorenz, E.; Jesse, F.; Curbach, M. (2009): Verstärkung einer denkmalgeschützten Tonnenschale mit Textilbeton. In: Beton- und Stahlbetonbau 104, Heft 7/2009. Ernst & Sohn Verlag Berlin.

Scholzen, A.; Chudoba, R.; Hegger, M. (2012): Dünnwandiges Schalentragwerk aus textilbewehrtem Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 107, Heft 11/2012. Ernst & Sohn Verlag Berlin.

Schwarz, A. (2012): Tragverhalten von CFK-bewehrten Bauteilen aus UHPC. Masterarbeit Hochschule Biberach.

Sobek, W. (2014): Mit Beton in die Zukunft. Konferenzbeitrag zum 2. Grazer Betonkolloquium 25. - 26. September 2014. TU Graz.

SGL Rissbreitensanierung (2009): Rissbreitensanierung IPRO Industrieprojekt Silo 2 – Teil B: Statische Berechnungen. Seite 98 - 114.

Statista (2012): Zementproduktion in Deutschland.

<http://de.statista.com/statistik/daten/studie/161717/umfrage/zementproduktion-in-deutschland-seit-2000/> (Zugriffsdatum: 18.03.2014).

Stiglat, K. (2004): Bauingenieure und ihre Werke. Ernst und Sohn Verlag Berlin.

Terrasi, G. (1998): Mit Kohlenstofffasern vorgespannte Schleuderbetonrohre. Dissertation EMPA Dübendorf.

Terrasi, G.; Bisby, L.; Barbezat, M.; Affolter, Ch.; Hugli, E. (2012): Fire Behavior of Thin CFRP Pretensioned High-Strength Concrete Slabs. In: Journal of Composites for Construction 16(4). Juli / August 2012. S. 381 - 394. American Society of Civil Engineers.

Terrasi, G. (2013): Prefabricated Thin-walled Structural Elements Made from High Performance Concrete Prestressed with CFRP Wires. In: Journal of Materials Science Research, Vol. 2. Published by Canadian Center of Science and Education.

Weiß, D. (2003): Verbundverhalten der Bewehrung in UHFB. In: Innovationen im Bauwesen: Ultrahochfester Beton. Bauwerkverlag Berlin.

Zilch, K.; Zehetmaier, G. (2010): Bemessung im konstruktiven Betonbau. Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin.