Die approbierte Originalversion dieser Diplom-/Masterarbeit ist in der Hauptbibliothek der Technischen Universität Wien aufgestellt und zugänglich.
http://www.ub.tuwien.ac.at

The approved original version of this diploma or master thesis is available at the main library of the Vienna University of Technology.
http://www.ub.tuwien.ac.at/eng

Diploma Thesis

Investigations on filigree Ultra-High Performance Concrete components prestressed with CFRP bars

submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

Diplomarbeit

Untersuchungen zum Vorspannen filigraner UHPC-Bauteile mit CFK-Stäben

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades eines
Diplom-Ingenieurs
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Nikola Markunovic, BSc

Matr.Nr.: 1029634

unter der Anleitung von

O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. M.Eng. **Johann Kollegger**

Dipl.-Ing. **Philipp Preinstorfer**

Institut für Tragkonstruktionen – Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau
E212-2
Technische Universität Wien
Karlsplatz 13 A-1040 Wien

Wien, im Juni 2017 _____

Danksagung

Mit dem Abschluss dieser Arbeit endet mein Studium an der TU Wien. Rückblickend war es eine lehr- und ereignisreiche Zeit. An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken die einen wesentlichen Beitrag zur Entstehung dieser Arbeit hatten.
Zunächst möchte ich mich bei Herrn O.Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Johann Kollegger für die Möglichkeit, meine Masterarbeit an einem innovativem und praxisorientiertem Forschungsprojekt schreiben zu dürfen, bedanken.
Ein weiterer Dank richtet sich an Herrn Dipl.-Ing. Philipp Preinstorfer, den Betreuer meiner Masterarbeit. Die Kooperation bei den experimentellen Untersuchungen war sehr lehrreich. Mit zahlreichen Diskussionen half er mir meine Herangehensweise an wissenschaftliche Aufgabenstellungen wesentlich zu verbessern.
Mein größter Dank gilt meiner Familie, die mich in meiner Zeit als Student am meisten unterstützte. Durch die bedingungslose Geduld und die moralische und finanzielle Unterstützung meiner Eltern konnte ich mich voll und ganz meinem Studium widmen. Danke auch an meine beiden Schwestern, die mich durch ihre Vorbildwirkung aufs Neue motiviert haben.
Am Ende möchte ich mich an dieser Stelle bei der TU Wien für das umfassende Vermitteln von Wissen bedanken. Nach dieser Ausbildung fühle ich mich für zukünftige bautechnische Herausforderungen, welche mich in der Praxis erwarten werden, bereit.

Kurzfassung

Inspiriert von dem Gedanken, schlanke und dauerhafte Konstruktionen zu planen, wurde am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien, das Forschungsprojekt textilbewehrter Ultrahochleistungsbeton (englisch: Textile Reinforced Ultra-High Performance Concrete, kurz: TRUHPC) ins Leben gerufen. Dabei soll die gemeinsame Anwendbarkeit von Ultra-High Performance Concrete (UHPC) und textilen Bewehrungen im Verbund untersucht werden. Vorgesehen ist es, anhand einer Versuchsserie das Biegetragverhalten eines mit textilen Formbewehrungen bewehrten, und mit Faserverbundwerkstoff-Stäben vorgespannten UHPC Trägers zu untersuchen. Um diesen Biegeversuch im Maßstab 1:1 durchführen zu können, waren vorab Untersuchungen und Vorversuche notwendig.
Ein Ziel der Arbeit war es, für die vorgespannten Träger ein Vorspannungskonzept zu entwickeln. Dabei wurden Spannkraftverluste berechnet und Spannungsnachweise an kritischen Trägerstellen durchgeführt. Ein weiteres Ziel war es, das Einleiten von Vorspannkräften in filigrane Querschnitte zu untersuchen. Dazu wurden vorbereitende Überlegungen zu Lasteinleitungsversuchen im Rahmen von Pull-Out Versuchen und Verankerungsversuchen durchgeführt.
In der vorliegenden Diplomarbeit werden zunächst die Hochleistungsmaterialien UHPC und textile Bewehrungen im Einzelnen beschrieben. Anschließend wird die Kombination dieser beiden Werkstoffe in Form des Verbundwerkstoffes TRUHPC vorgestellt. Im darauffolgenden Kapitel der Arbeit wird das Vorspannungskonzept für die TRUHPC-Träger der geplanten Biegeversuche vorgestellt. Hierbei ist vor allem die schnelle Festigkeitsentwicklung von UHPC und der geringe Relaxationsverlust von CFK-Stäben von Vorteil. Danach folgt der experimentelle Teil der Arbeit, welcher in zwei Teilbereiche gegliedert ist. Zunächst wurde mit Pull-Out Versuchen das Verbundverhalten zwischen Faserverbundwerkstoff-Stäben und UHPC anhand von Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (VSB) charakterisiert. Abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe wirken dabei verschiedene Verbundmechanismen. Der zweite Teil der experimentellen Untersuchungen behandelt Verankerungsversuche. Hierbei lag die Motivation, aufwändige Verankerungskonstruktionen für CFK-Stäbe durch UHPC-Vergussverankerung zu ersetzen.

Abstract

Inspired by the idea to design slender and durable structures, the Institute of Structural Engineering at TU Wien launched the research project Textile Reinforced Ultra-High Performance Concrete (TRUHPC). The aim of the research project is to investigate the application of Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcements for Ultra-High Performance Concrete (UHPC) structures. The intention is to carry out a bending test of a FRP reinforced and prestressed UHPC girder on a field test. Before implementing these bending tests preliminary investigations and experiments were necessary which are the main subject of this thesis.
Consequently, one aim of this master thesis was to develop a prestressing concept for the prestressed girders. Thereby prestressing losses of the tendons and concrete stresses at cross sections were calculated. Another aim of the thesis was to evaluate the transmission of pretensioning forces into filigree concrete components. For the preparation of tests on the transmission length, pullout tests and anchorage tests were carried out in advance.
The first part of this thesis gives a brief overview of the material properties of UHPC and FRP, which is followed by a presentation of the composite material TRUHPC as a combination of these two materials. The second part of the thesis gives an overview of the prestressing concept of the planned TRUHPC-girders. Especially the fast hardening of the UHPC and the low relaxation losses of CFRP-bars are advantageous for prestressed TRUHPC-girders. The third part of the thesis demonstrates the experimental studies which contains two parts. Firstly, pullout tests were carried out to evaluate the bond stress-slip relationship between the FRP and the UHPC. Depending on the surface of the bars the bond behaviour differs. The second part of the experimental studies deals with anchorage tests. The motivation of these tests was to use UHPC anchorages for the CFRP-bars instead of complex anchorage systems.

Inhaltsverzeichnis

Abkürzungsverzeichnis **8**

1 Einleitung und Motivation **11**
1.1 Problemstellung . . . 11
1.2 Zielsetzung . . . 12

2 Grundlagen **13**
2.1 UHPC - Ultra-High Performance Concrete . . . 13
2.1.1 Allgemeines . . . 13
2.1.2 Ausgangsstoffe . . . 14
2.1.3 Optimierung der Packungsdichte mithilfe des Wasser-Feinstteilwerts [19], [21] 17
2.1.4 Nachbehandlung [19], [27] . . . 18
2.1.5 Festbetoneigenschaften . . . 18
2.1.6 Bemessungskonzept . . . 20
2.2 FVW - Faserverbundwerkstoffe . . . 22
2.2.1 Definition [8] . . . 22
2.2.2 Anwendung von FVW im Bauwesen [8] . . . 22
2.2.3 Aktuelle Normen und Regelung für FVW als Betonbewehrung [3] . . . 23
2.2.4 Faserarten [8] . . . 24
2.2.5 Faserhalbzeuge in Form von bi- oder multiaxialen Gelegen . . . 27
2.2.6 Matrix - Tränkungsmaterial [8], [29], [32] . . . 28
2.2.7 Faserverbundwerkstoff-Bewehrungselemente . . . 29
2.3 TRUHPC - Textile Reinforced Ultra-High Performance Concrete . . . 36
2.3.1 Idee . . . 36
2.3.2 Textilbeton [12] . . . 36
2.3.3 Empfehlungen des American Concrete Institute - FVW bewehrte und vorgespannte Betonbauteile [2],[3] . . . 37
2.3.4 Erste Anwendung von Betonbauteilen mit FVW-Spanngliedern in Nordamerika . . . 39
2.3.5 CFK-Spannbewehrung in UHPFRC [45] . . . 41

3 Vorspannungskonzept **42**
3.1 Warum Vorspannen? . . . 42
3.2 Randbedingungen . . . 42
3.2.1 Allgemeines . . . 42
3.2.2 Querschnittsgeometrie und statisches System . . . 43
3.2.3 Lasten und Belastungsgeschichte . . . 45
3.2.4 Baustoffe . . . 46
3.2.5 Querschnittswerte . . . 48
3.2.6 Schnittgrößen . . . 51
3.3 Zeitpunkt t_0 . . . 53
3.3.1 Sofortige Spannkraftverluste . . . 53
3.3.2 Berechnung der Vorspannkraft P im Spannbett zum Zeitpunkt $t = 0$ . . . 56

3.3.3 Spannungsnachweis zum Zeitpunkt $t_0 = 48h$ . . . 57
3.4 Zeitpunkt $t > t_0$ . . . 60
3.4.1 Zeitabhängige Spannkraftverluste . . . 60
3.4.2 Spannungsnachweise zum Zeitpunkt $t > t_0$ . . . 63
3.5 Zusammenfassung der Ergebnisse und Schlussfolgerung . . . 66
3.5.1 Spannungsverluste des Spannglieds . . . 66
3.5.2 Spannungsnachweise des Betons . . . 66
3.5.3 M_{crack} zum Zeitpunkt der Biegeversuche t_2 . . . 67

4 Experimentelle Untersuchungen **68**
4.1 Konzept zu den experimentellen Untersuchungen . . . 68
4.2 Pull-Out Versuch . . . 70
4.2.1 Allgemeines . . . 70
4.2.2 Ausgangsstoffe . . . 70
4.2.3 Prüfkörper . . . 71
4.2.4 Herstellung der Prüfkörper . . . 71
4.2.5 Parameteruntersuchung . . . 72
4.2.6 Versuchsplanung und Durchführung . . . 73
4.2.7 Ergebnisse . . . 75
4.2.8 Zusammenfassung der Pull-Out Versuche . . . 78
4.3 Verankerungsversuch . . . 80
4.3.1 Allgemeines . . . 80
4.3.2 Ausgangsstoffe . . . 80
4.3.3 Versuchsplanung und Durchführung . . . 80
4.3.4 Zusammenfassung und Beurteilung der Versuchsergebnisse . . . 82

5 Zusammenfassung und Schlussfolgerung **86**
5.1 Bestehende Situation . . . 86
5.2 Geleistete Forschungsarbeit und Erkenntnisse . . . 87
5.3 Ausblick . . . 88

6 Anhang **95**
6.1 Berechnung der Kriechzahl $\varphi(t_{2=28d}, t_0)$ für das Kapitel 3.2.4.1 . . . 95
6.2 Messdaten Pull-Out Versuch . . . 95

Abkürzungsverzeichnis

Allgemein

ACI	... American Concrete Institute
AFK	... Aramidfaserverstärkter Kunststoff
CFCC	... Carbon Fiber Composite Cable (deutsch: Carbonfaserverstärktes Kunststoffkabel)
CFK	... Carbonfaserverstärkter Kunststoff
CFRP	... Carbon Fiber Reinforced Polymer
DMS	... Dehnungsmessstreifen
FRP	... Fiber Reinforced Polymers
FVW	... Faserverbundwerkstoff
GFK	... Glasfaserverstärkter Kunststoff
PCE	... Polycarboxylatether
REM	... Rasterelektronenmikroskop
TRUHPC	... Textile Reinforced Ultra-High Performance Concrete (deutsch: textilbewehrter Ultrahochleistungsbeton)
UHPC	... Ultra-High Performance Concrete (deutsch: Ultrahochleistungsbeton)
UHPFRC	... Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete
ULS	... Ultimate Limit State
VSB	... Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung
W/B-Wert	... Wasserbindemittelwert
W/Z-Wert	... Wasserzementwert

Formelzeichen

α_t	... Verhältnis der Elastizitätsmodulen zwischen Spannglied (z.B. Litze oder CFK) und Beton
$\Delta\sigma_{ks}$	... Spannkraftverlust aufgrund von Keilschlupf
$\Delta\sigma_{p,u,VSP+g1}(t)$	... Spannkraftverlust aufgrund elastischer Verkürzung
$\Delta\sigma_{pr}$	... Spannkraftverlust aufgrund von Relaxation
Δl_{ks}	... Keilschlupf
$\Delta M_{VSP}(t)$	... Spannkraftverlust in Form eines Biegemoments zum Zeitpunkt t
$\Delta N_{VSP}(t)$	... Spannkraftverlust in Form einer Normalkraft zum Zeitpunkt t
$\Delta\sigma_{p,c+s+r,t}$	... Spannkraftverlust aufgrund von Kriechen, Schwinden und Relaxation zum Zeitpunkt t
ϵ_{cc,t,t_0}	... Kriechdehnung aufgebaut zwischen Zeitpunkt t und t_0
ϵ_{cs,t,t_0}	... Schwinddehnung aufgebaut zwischen Zeitpunkt t und t_0
$\epsilon_{cs,t}$	... Schwinddehnung zum Zeitpunkt t
γ_{UHPC}	... Wichte des UHPC
σ_c	... Betonspannung
σ_{cp}	... Spannung des Betons aus Vorspannung
$\sigma_p(t)$	... Spannung im Spannglied zum Zeitpunkt t
$\sigma_p({t_0}^n)$	... Spannung im Spannglied nach Umsetzen der Vorspannung

$\sigma_p(t_0{}^v)$ ... Spannung im Spannglied vor Umsetzen der Vorspannung
φ_{∞,t_0} ... Endkriechzahl
φ_{t,t_0} ... Kriechzahl, welche die Kriechverformung zwischen den Zeitpunkten t und t_0 beschreibt, bezogen auf die elastische Verformung nach 28 Tagen
$A_{c,B}$ ... Bruttogesamtfläche des Betonquerschnitts
$A_{c,I}$ ... Ideellegesamtfläche des Betonquerschnitts
$A_{c,N}$ ... Nettogesamtfläche des Betonquerschnitts
$A_{c,u,I}$ ... Ideellegesamtfläche des Betonquerschnitts, 1. Iterationsschritt
$A_{c,u,N}$ ... Nettogesamtfläche des Betonquerschnitts, 1. Iterationsschritt
$A_{P,CFK}$ ... Querschnittsfläche des CFK´s
$A_{P,Litze}$ ... Querschnittsfläche der Litze
$A_{P,o}$ ... Querschnittsfläche des Spannglieds oben
$A_{P,u}$ ... Querschnittsfläche des Spannglieds unten
E_{CFK} ... Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für CFK-Spannglieder
E_{cm} ... Mittlerer Elastizitätsmodul
$E_c, E_{c,t}$ ... Elastizitätsmodul für Beton allgemein und nach t Tagen
E_{Litzen} ... Bemessungswert des Elastizitätsmoduls für Litzenspannglieder
f_p ... Zugfestigkeit des Spannstahls
f_u ... Charakteristische Wert der Bruchspannung der CFK-Stäbe
$f_{ck,cube,t}$ ... Charakteristische Würfeldruckfestigkeit des Betons nach t Tagen
$f_{ck,t}$ ... Charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach t Tagen
$f_{cm,t}$ ... Mittelwert der Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach t Tagen
$f_{ctm,t}$ ... Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons nach t Tagen
$f_{p0,1k}$ ... charakteristischer Wert der 0,1%-Dehngrenze des Spannstahls
$f_{p0,1}$ ... 0,1%-Dehngrenze des Spannstahls
f_{pk} ... Charakteristische Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
g_k ... Charakteristischer Wert einer ständigen Einwirkung
$I_{c,B}$ ... Flächenträgheitsmoment des Bruttobetonquerschnitts
$I_{c,I}$ ... Flächenträgheitsmoment des Ideellenbetonquerschnitts
$I_{c,N}$ ... Flächenträgheitsmoment des Nettobetonquerschnitts
$I_{c,u,I}$ ... Flächenträgheitsmoment des Ideellenbetonquerschnitts, 1. Iterationsschritt
$I_{c,u,N}$ ... Flächenträgheitsmoment des Nettobetonquerschnitts, 1. Iterationsschritt
M_k ... Charakteristischer Wert des einwirkenden Biegemoments
M_{crack} ... Rissmoment
$M_{VSP}(t_0{}^v)$ ... Biegemoment zufolge Vorspannen vor Umsetzen der Vorspannkraft
$N_{VSP}(t_0{}^v)$ ... Normalkraft zufolge Vorspannen vor Umsetzen der Vorspannkraft
$P(t_0{}^n)$ ... Vorspannkraft im Spannglied nach Umsetzen der Vorspannung
$P(t_0{}^v)$ ... Vorspannkraft im Spannglied vor Umsetzen der Vorspannung
P_0 ... Aufgebrachte Höchstkraft am Spannanker während des Spannens
R_f ... Relaxationsanteil der Faser
R_p ... Relaxationsanteil der Polymermatrix
R_s ... Relaxationsanteil zufolge Richten der Fasern (engl.: straightening)
t_0 ... Zeitpunkt des Belastungsbeginns des Betons
$t_0{}^n$ ... Zeitpunkt kurz nach Umsetzen der Vorspannkraft
$t_0{}^v$ ... Zeitpunkt kurz vor Umsetzen der Vorspannkraft
$W_{co,I}$ ... Ideelles Widerstandsmoment obere Betonfaser
$W_{cp,o,I}$ ... Ideelles Widerstandsmoment oberes Spannglied
$W_{cp,u,I}$ ... Ideelles Widerstandsmoment unteres Spannglied
$W_{cu,I}$ ... Ideelles Widerstandsmoment untere Betonfaser

$z_{co,B}$	... Brutto Schwerpunktsabstand der oberen Querschnittsfaser
$z_{co,I}$	... Ideeller Schwerpunktsabstand der oberen Querschnittsfaser
$z_{co,N}$	... Netto Schwerpunktsabstand der oberen Querschnittsfaser
$z_{cu,B}$	... Brutto Schwerpunktsabstand der unteren Querschnittsfaser
$z_{cu,I}$	... Ideeller Schwerpunktsabstand der unteren Querschnittsfaser
$z_{cu,N}$	... Netto Schwerpunktsabstand der unteren Querschnittsfaser
$z_{po,B}$	... Brutto Schwerpunktsabstand des oberen Spannglieds
$z_{po,I}$	... Ideeller Schwerpunktsabstand des oberen Spannglieds
$z_{po,N}$	... Netto Schwerpunktsabstand des oberen Spannglieds
$z_{pu,B}$	... Brutto Schwerpunktsabstand des unteren Spannglieds
$z_{pu,I}$	... Ideeller Schwerpunktsabstand des unteren Spannglieds
$z_{pu,N}$	... Netto Schwerpunktsabstand des unteren Spannglieds
P	... Vorspannkraft
REL	... Prozentueller Relaxationverlust des CFK´s
t	... Zeitpunkt

Kapitel 1

Einleitung und Motivation

Das Planen von ressourcenschonenden Bauwerken ist ein Kriterium, das für den Bauherrn und die Gesetzgebung immer mehr an Bedeutung gewinnt. Ein Grund dafür ist nicht nur das in der Bevölkerung allgemein gestiegene Bewusstsein zum Thema globale Erderwärmung, sondern auch die Tatsache, dass die Bauindustrie für ca. 70% [1] der gesamten Materialströme verantwortlich ist. Ein Ansatz, diese enormen Materialströme im Bauwesen zu senken, ist es schlanke und hoch ausgelastete Konstruktionen zu entwickeln. Aus dieser Motivation heraus führten Bemühungen der Materialforschung zur Entwicklung von Ultra-High Performance Concrete (UHPC). Dieser ist ein äußerst hochfester und dauerhafter Beton, welcher hohe Druckfestigkeiten ($f_{ck} \geq 200 N/mm^2$) erreicht und aufgrund des dichten Mikrogefüges widerstandsfähig gegenüber chemisch aggressiven Umgebungen ist.
Weitere Werkstoffe mit einer ausgezeichneten Leistungsfähigkeit, hier aber hinsichtlich der Zugfestigkeit, sind Faserverbundwerkstoffe (FVW). Abhängig von der Faserart, dem Tränkungsgrad und dem Herstellungsprozess können Zugfestigkeiten von über 3000 N/mm² erreicht werden. Darüber hinaus sind textile Verbundwerkstoffe korrosionsbeständig.
Im Sinne eines materialeffizienten Konstruierens setzt sich das Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien in Anbetracht der genannten Eigenschaften der beiden Hochleistungswerkstoffe mit der folgenden Forschungsfrage auseinander: Kann man textile Bewehrungen und UHPC zu einem Hochleistungs-Hybridwerkstoff namens TRUHPC (textilbewehrter Ultrahochleistungsbeton, engl.: Textile Reinforced Ultra-High Performance Concrete) kombinieren? Wenn ja, wie funktioniert das Materialverhalten, das Verbundverhalten und das Bauteilverhalten, und in welchen Bereichen des Bauwesens ist die Anwendung von TRUHPC sinnvoll? Erste Entwürfe, wie der in der Abbildung 1.1 dargestellte Biegeträger, konnten das Potential dieses neuen Verbundwerkstoffs aufzeigen. Geplant ist daher, das Bauteilverhalten dieses Trägers anhand einer Versuchsserie zu untersuchen. Vorab-Berechnungen im Rahmen der Diplomarbeit [6] von Dipl.-Ing. Vargas Belaunde am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien haben aber gezeigt, dass textilbewehrte UHPC-Träger aufgrund ihrer schlanken Form und der damit einhergehenden hohen Biegeverformungen die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen nicht erfüllen können. Durch das Vorspannen des Querschnitts kann dem entgegen gewirkt werden. Aus diesem Grund werden die UHPC Träger für die geplante Versuchsserie nicht nur mit schlaffen, sondern auch mit vorgespannten CFK-Stäben ausgestattet.

1.1 Problemstellung

Während der Vorbereitungen zum Vorspannen dieser textilbewehrten UHPC-Träger kamen folgende Fragen auf:

- Wie erfolgt das Vorspannen und das Verankern der quer zu ihrer Hauptrichtung äußerst bruchempfindlichen CFK-Stäbe?

[1] Anteil der durch die Bauindustrie verursachten Materialströme in Deutschland [25]

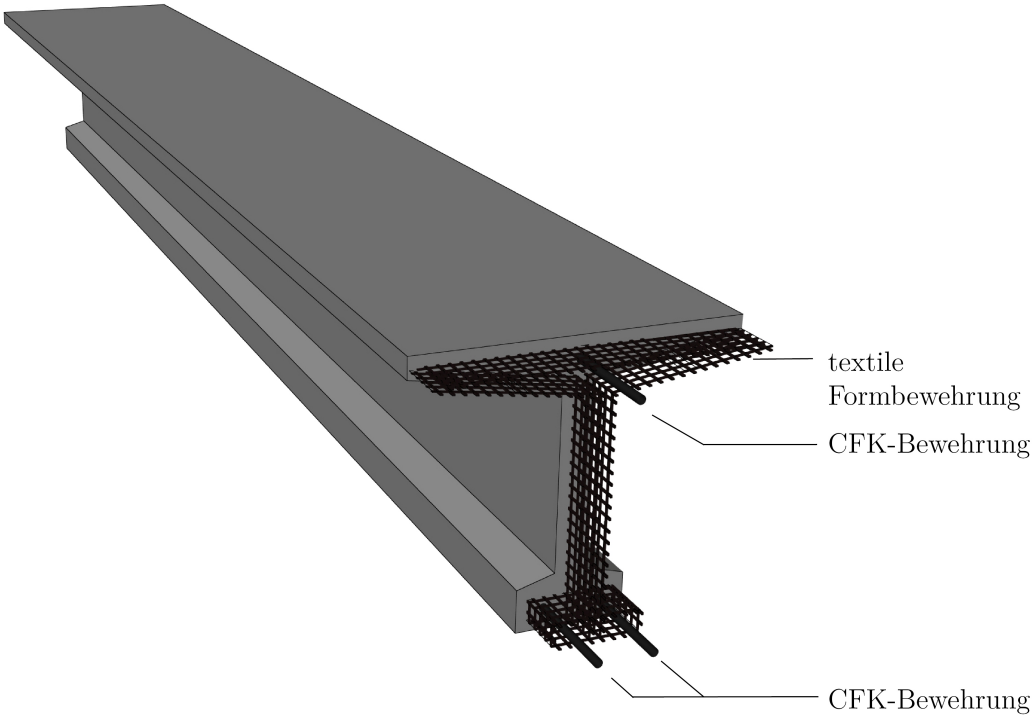


Abbildung 1.1: TRUHPC-Querschnitt

- Welche Verbundmechanismen wirken zwischen den textilen Bewehrungen und dem UHPC?
- Wie hoch sind die sofortigen Spannkraftverluste zum Zeitpunkt des Vorspannens, und wie hoch sind die Spannkraftverluste zum Zeitpunkt der geplanten Biegeversuche?

1.2 Zielsetzung

Das Ziel der vorliegenden Diplomarbeit war es, die angeführten Fragen zu untersuchen und zu beantworten. Dabei gliedert sich die Arbeit in zwei wesentliche Themengebiete. Der erste Teil der Arbeit befasst sich mit einem Vorspannungskonzept für die mit CFK-Stäben vorgespannten UHPC Träger. Dabei werden die zu erwartenden Spannkraftverluste berechnet und Spannungsnachweise an kritischen Trägerstellen durchgeführt. Der zweite Teil der Arbeit beinhaltet die experimentellen Untersuchungen zum Verbund zwischen FVW und UHPC und Untersuchungen zum Verankern von besandeten CFK-Stäben. Dazu wurden 23 Pull-Out Versuche und zwei Verankerungsversuche durchgeführt.

Kapitel 2

Grundlagen

2.1 UHPC - Ultra-High Performance Concrete

2.1.1 Allgemeines

Ultrahochleistungsbeton (UHPC) ist aufgrund der hohen Gefügedichte und der homogenen Mikrostruktur ein vielfältiges und dauerhaftes Material. In Kombination mit leistungsfähigen textilen Bewehrungen können im Bauwesen neue Möglichkeiten hinsichtlich der Schlankheit, der Dauerhaftigkeit und der Wirtschaftlichkeit eröffnet werden.

2.1.1.1 Historische Entwicklung [21]

Seit der zweiten Hälfte des 20. Jahrhunderts gibt es stetig Bestrebungen die Betonfestigkeit zu steigern. Bereits in den 70er Jahren wurden Betonfestigkeiten von 140 N/mm² erreicht. Dabei erkannte man in der Materialforschung, dass mit dem Einsatz von effektivem Silikastaub und der Entwicklung von leistungsfähigen Fließmitteln hohe Betonfestigkeiten relativ einfach erzielt werden können.
Dabei ermöglichen effektive Fließmittel, auch bei Verwendung extrem feiner Zemente und anderer Zusatzstoffe, geringe Wasserbindemittelwerte (von rund 0.2) zu erreichen, ohne Einbußen in der Verarbeitbarkeit des Betons hinnehmen zu müssen. Der Wasserbindemittelwert beschreibt das in der Betonrezeptur vorhandene Verhältnis von Anmachwasser zu hydraulisch wirksamen Bindemittel und Zusatzstoffen.
Ein weiterer Punkt in der Entwicklung von UHPC war die gegenseitige Abstimmung und Optimierung von Gesteinskörnern und Zusatzstoffen mit der Absicht eine möglichst hohe Packungsdichte zu erzielen. Lag noch am Anfang der ersten UHPC Anwendungen das Größtkorn bei 1 mm, können heute 60 % der UHPC Mixturen mit einem Größtkorn von 8 bis 16 mm hergestellt werden. Dadurch ist die Herstellung wirtschaftlicher und ein größeres Anwendungsgebiet kann abgedeckt werden.
Durch das Vorantreiben weiterer Forschungsvorhaben und das Ausformulieren von Entwurfsregeln gewann UHPC immer mehr an Aufmerksamkeit, bis 1997 die weltweit erste Fußgängerbrücke aus UHPC in Sherbrooke, Kanada errichtet wurde und somit die tatsächliche Funktionsfähigkeit des Materials bewiesen wurde. Ein aktuelleres Projekt ist das im Jahr 2013 eröffnete Museum MuCEM in Marseille. Bei diesem Bauvorhaben wurden baumartige UHPC Fassadenelemente gefertigt, welche eine wichtige gestalterische Aufgabe des Entwurfes erfüllen (Abb. 2.1).
Die ersten gesetzlichen Regelungen zur ingenieurmäßigen Anwendung von UHPC wurden 2002 in Frankreich eingeführt. Derzeit arbeitet die *fib* (Fédération internationale du béton), Task Group TG 8.6, an einer internationalen Norm für UHPC.



Abbildung 2.1: MuCEM Marseille [5]

2.1.1.2 Materialkonzept [21]

Grundsätzlich spricht man von Ultrahochleistungsbeton (UHPC) ab einer Druckfestigkeit von 150 N/mm². Um diese hohen Festigkeiten zu erreichen, sind folgende werkstofftechnologische Überlegungen notwendig:

- Das Größtkorn von UHPC ist deutlich kleiner als das von normalfestem Beton. Dadurch werden Spannungskonzentrationen verhindert, welche die Festigkeit des Werkstoffs verringern können. Heute arbeitet man in der Regel mit einem Größtkorn von rund 2 mm, obwohl in der Forschung UHPC-Mixturen mit einem Größtkorn von 8 mm bereits entwickelt wurden.
- Die hohe Festigkeit von UHPC ist das direkte Resultat einer optimierten Kornverteilung zwischen Zement, Gesteinskörnungen und Zumahlstoffen. Dabei wird als Bindemittel Zement und feine Partikel Mikrosilika verwendet, die auf einander abgestimmt eine hohe Packungsdichte aufweisen. Der erhärtete Beton hat in weiterer Folge nahezu keine Kapillarporen und weist damit eine hohe Resistenz gegenüber Karbonatisierung und chemischen Belastungen auf.
- Das Verhältnis von Anmachwasser und Zement wird so gewählt, dass nach der Hydratation kein ungebundenes Anmachwasser im Beton übrig bleibt. Der überschüssige Zement funktioniert in weiterer Folge als Füller innerhalb der Poren und erhöht zusätzlich die Packungsdichte.
- Durch die Zugabe von Stahlfasern wird die Duktilität des spröden Werkstoffs erhöht und eine respektable Zugfestigkeit von bis zu 15 N/mm² kann erreicht werden.

2.1.2 Ausgangsstoffe

Im Vergleich zu normalfestem Beton, welcher klassisch aus Zement, Gesteinskörnung und Anmachwasser besteht, werden für die Herstellung von Ultrahochleistungsbeton weitere Ausgangsstoffe benötigt. Ausgehend von den genannten drei Komponenten wird das Materialmodell von UHPC

durch die Zugabe von Zumahlstoffen, Zusatzmitteln und gegebenenfalls Fasern zu einem 5 bzw. 6-Komponenten Material erweitert [31]. Im folgenden Kapitel werden diese Ausgangsmaterialien vorgestellt und näher beschrieben.

2.1.2.1 Zement [20], [21]

Portlandzement (CEM I) frei von Tricalciumsilicat (C_3A) mit einer Normfestigkeitsklasse von 42,5 R und 52,5 R nach EN 197-1, ist eine gängige Zementart zum Mischen von UHPC. Gründe dafür sind der geringe Wasseranspruch und die geringe Hydratationswärme, bei einer gleichzeitig hohen Festigkeitsentwicklung.

2.1.2.2 Zusatzstoffe [21], [31]

Die Zusatzstoffe im UHPC erfüllen eine wichtige Aufgabe. Ihre Abstimmung mit den übrigen Betonausgangsstoffen beeinflussen bedeutend die Eigenschaften des Frischbetons (Verarbeitbarkeit, Wasseranspruch des Betons), und des Festbetons (Porosität, mechanische Eigenschaften, Dauerhaftigkeit). Als typische Feinstoffe für UHPC werden vorwiegend Mikrosilika und Quarzmehle eingesetzt. In jüngster Zeit finden auch Hüttensandmehle und Feinstflugaschen vermehrt einen Einsatz [31].

Mikrosilika

Mikrosilika, auch als Silikastaub bezeichnet, wirkt aufgrund der geringen mittleren Teilchengröße vorrangig als Füllstoff zwischen Zement und Gesteinskörnung und erhöht dadurch die Packungsdichte des UHPC (Abb. 2.2). Mikrosilika entsteht im Lichtbogenofen als ein Nebenprodukt bei der Herstellung von Silicium und Siliciumlegierungen. Aufgrund der großen spezifischen Oberfläche (Blainewert von über 100.000 cm^2/g) hat Mikrosilika einen großen Einfluss auf die Anmachwasser- und Fließmittelmenge.
Eine weitere Eigenschaft von Mikrosilika ist die Steigerung der Dichtheit des Mikrogefüges bei einer Wärmenachbehandlung des UHPC. Dabei kommt es bei ca. 80-90 C° zu einer Reaktion zwischen den Zementbestandteilen und dem Mikrosilika wodurch die Dichte des Betongefüges und die Festigkeit gesteigert wird.

Hüttensandmehle - Feinstflugasche - Quarzmehl

Ähnlich zu normalfestem Beton können auch Hüttensand (gemahlene Hochofenschlacke) und Flugasche als Zumahlstoffe verwendet werden. Eine weitere Möglichkeit zur Senkung des Zementgehalts ist die Zugabe von Quarzmehl, dass eine außerordentlich hohe Korndruckfestigkeit und einen geringen Wasseranspruch aufweist.

2.1.2.3 Gesteinskörnung [20]

Durch die Wahl der Gesteinskörnung kann der Anteil des Bindemittelleims bei gleichbleibenden Verarbeitungs- und Festbetoneigenschaften gesenkt werden. Dabei ist eine möglichst abgestufte Kornverteilung mit einer hohen Packungsdichte der Gesteinskörnung anzustreben. Typische Ausführungen sind sowohl Feinkornbetone mit einem Größtkorn von 1 mm als auch Grobkornbetone mit einem Größtkorn von bis zu 16 mm.

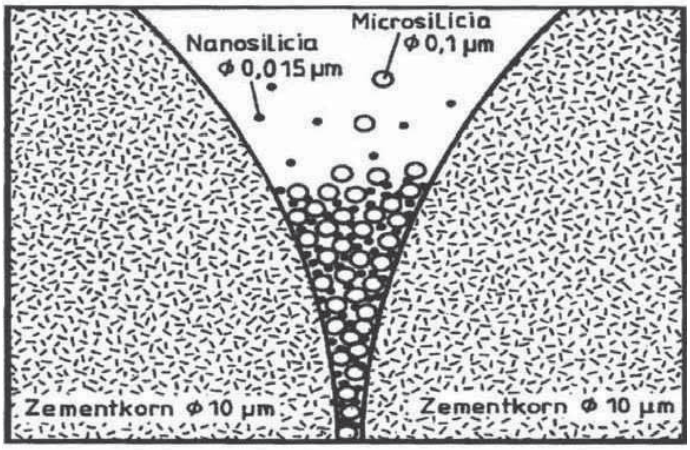


Abbildung 2.2: Fülleffekt von Mikrosilika [14]

2.1.2.4 Zusatzmittel [31], [44]

Damit UHPC trotz des geringen WB-Wertes (W/B Wert von rund 0,20) fließfähig und damit auch verarbeitbar ist, spielen hochwirksame Zusatzmittel eine wichtige Rolle. Folgende Zusatzmittel werden, abhängig von den gewünschten Betonanforderungen, dem Mischvorgang hinzugefügt:

- Fließmittel
- Luftporenbildner
- Verzögerer

Fließmittel

Fließmittel dienen dazu die Verarbeitbarkeit von Frischbetonen mit geringem Wassergehalt zu verbessern, ohne dabei die Konsistenz negativ zu beeinflussen. Für UHPC werden typischerweise Fließmittel auf Basis von Polycarboxylatether (PCE) verwendet. Dabei ist bei der Wahl des passenden Fließmittels die Kompatibilität mit dem verwendeten Zement zu klären. Andernfalls haben Optimierungsbestrebungen der Packungsdichte wenig Wirkung. Im Gegenteil es kann sogar zu einer Verzögerung des Erhärtungsprozesses kommen.

Verzögerer

Verzögerer sind Betonzusatzmittel, welche den Erstarrungsvorgang verzögern und somit die Verarbeitungszeit von Frischbeton verlängern.

2.1.2.5 Fasern

Mengt man Fasern beim Mischungsprozess dem UHPC hinzu, erhält man einen ultrahochfesten Faserbeton (UHPFRC). Die Idee dabei ist es, die Duktilität des spröden UHPC durch die Zugabe von Fasern zu erhöhen. Abhängig vom Faseranteil, Faserart und Orientierung kann UHPFRC eine Biegezugfestigkeit von bis zu 50 N/mm² erreichen. Hinsichtlich der Leistungsfähigkeit und Verarbeitbarkeit haben sich Fasern aus hochfestem Stahl (Zugfestigkeit von über 2000 N/mm²)

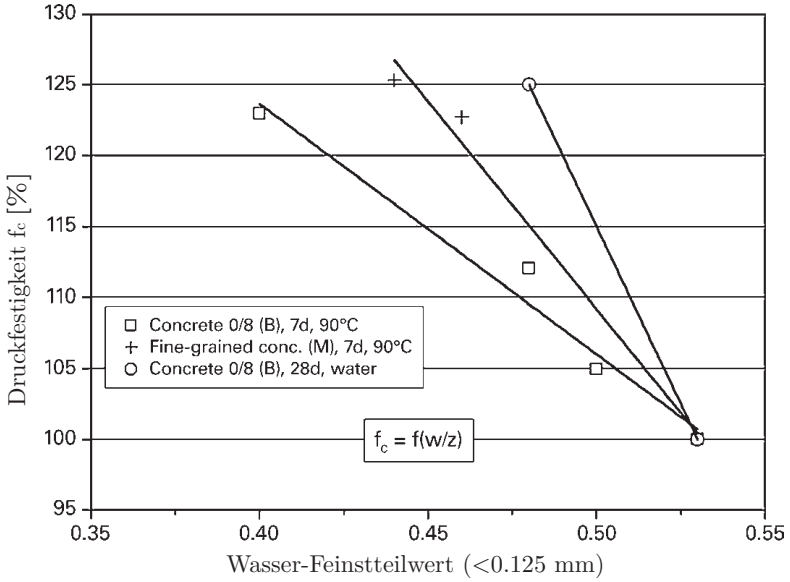


Abbildung 2.3: Einfluss des Wasser-Feinstteilwerts auf die Packungsdichte und Druckfestigkeit von UHPC [21]

mit einem Durchmesser von max. 0,2 mm und einer Länge von 9-17 mm bewährt [21].
Die verbesserten Festigkeitseigenschaften von UHPFRC hängen stark von der Faserorientierung ab. Diese ist im Herstellungsprozess trotz vieler Forschungsbemühungen noch nicht ausreichend beeinflussbar und kalkulierbar. Aus dieser Problematik heraus entwickelte sich die Idee, statt einzelner kurzer in der Betonmatrix willkürlich liegender Fasern, gebündelte, mit Kunststoffen getränkte, textile Bewehrungsstäbe und Matten aus Faserverbundwerkstoffen (z.B. carbonfaserverstärkte Kunststoffe) zu verwenden. Dabei hat man den großen Vorteil, die hochfesten Textile in Richtung der Zugspannungen zu verlegen. Nähere Erläuterungen dazu folgen im Kapitel 2.3.

2.1.3 Optimierung der Packungsdichte mithilfe des Wasser-Feinstteilwerts [19], [21]

Aufgrund der neuartigen und feinkörnigen Rezeptur von UHPC wurde unabhängig vom bekannten Wasserbindemittelwert (welcher bei UHPC bei rund 0,2 liegt) der volumenbezogene

$$\text{Wasser-Feinstteilwert } w/F_v$$

des Bindemittelleims eingeführt. Der Wasser-Feinstteilwert w/F_v ist ein indirektes Maß für die Kornzusammensetzung des Feinstteilgemisches, sowie für den Resthohlraum zwischen den Partikeln und beschreibt somit in weiterer Folge die Packungsdichte der Feinstteile [19].
In der Abbildung 2.3 ist eine Optimierung des w/F_v Wertes ersichtlich. Dabei ist der zu optimierende Parameter der Wasser-Feinstteilwert wobei als Zielfunktion die Druckfestigkeit, bei unveränderten Wasserbindemittelwert fungiert. Das Ergebnis der Optimierung ist eine Steigerung der Druckfestigkeit (nach 28d) um 30%, bei einer Erhöhung der Packungsdichte um lediglich 3% pro Volumseinheit. Somit ist der Wasser-Feinstteilwert eine wichtige Kenngröße zur Erzielung hoher Druckfestigkeiten und eine wichtige Optimierungsgrundlage für UHPC.

2.1.4 Nachbehandlung [19], [27]

Aufgrund des geringen Wassergehaltes (W/B Wert von rund 0,2) trocknen nicht nachbehandelte UHPC Oberflächen relativ schnell aus und es können bei einer Dehnungsbehinderung des Bauteils Risse entstehen. Diese Risse zerstören das Erscheinungsbild und die Dichtheit des Betons, und verringern somit die Dauerhaftigkeit des Bauteils. Um dem entgegenzuwirken müssen die UHPC-Oberflächen vor einer schnellen Trocknung geschützt und nachbehandelt werden. Dabei ist das Abdecken der Oberflächen mit Folien und Planen bzw. eine ständige Befeuchtung der freien Oberflächen eine effektive Nachbehandlungsmethode.
Eine weitere Möglichkeit zur Nachbehandlung des noch frischen Betons ist das Wärmebehandeln. Dabei wird mit Temperaturen von 80-90°C der bereits erstarrte Beton durch Erwärmen und Druck nachbehandelt. Durch diese Nachbehandlung kommt es zu einer Reaktion des Silikastaubes mit dem Calciumhydroxid wodurch die Dichtheit des Mikrogefüges und die Festigkeit gesteigert werden, und zusätzlich die Betonhärtung beschleunigt wird. Untersuchungen haben gezeigt, dass durch diese Wärmebehandlung eine Festigkeitssteigerung von bis zu 20-30 N/mm² im Vergleich zu konventionell in Wasser gelagerten Proben möglich ist. Darüber hinaus können Schwinddehnungen durch eine Wärmebehandlung vorweggenommen werden. Aufgrund der notwendigen Anlagentechnik beschränkt sich dieses Verfahren nur auf die Fertigung im Werk und ist für die Herstellung vor Ort auf der Baustelle ungeeignet.

2.1.5 Festbetoneigenschaften

2.1.5.1 Mechanische Eigenschaften

UHPC hat im Vergleich zu normal- und hochfestem Beton ein äußerst homogenes Gefüge. Das wird vor allem durch eine Reduktion des Größtkorndurchmessers, eine gute Abstufung der Kornverteilung und einen extrem niedrigen Wasser-Bindemittelwert erreicht. Die Homogenität spiegelt sich in weiterer Folge auch im mechanischen Materialverhalten wieder.

Einaxiale Druckfestigkeit [21]

Betone mit einer Druckfestigkeit von über 150 N/mm² werden in der Regel als UHPC bezeichnet. Das Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm eines UHPC Zylinders unter einer einaxialen, gleichmäßigen Druckbelastung ist in der Abbildung 2.4 ersichtlich. Dabei ist bei UHPC ein ausgeprägtes linear-elastisches Materialverhalten erkennbar. Erst kurz vor dem Erreichen der Druckfestigkeit kommt es aufgrund von Mikrorissen zu einer Krümmung der Arbeitslinie und einem nicht-linearem Zusammenhang. Der Elastizitätsmodul liegt dabei zwischen 45-55 GPa und die Querdehnzahl, abhängig vom Größtkorn, liegt zwischen 0,18 und 0,21. Der Bruch bei Erreichen der Druckfestigkeit erfolgt spröde und explosionsartig.
Zum Thema der Nachbehandlung wird darauf hingewiesen, dass es durch eine Wärmebehandlung von UHPC zu einer Festigkeitssteigerung und Beschleunigung des Erhärtungsprozesses kommt. Dabei haben Untersuchungen gezeigt, dass bei einer Wärmebehandlung von 90°C bereits nach 48h eine höhere Druckfestigkeit erreicht wird als bei einer typischen Wasserlagerung nach 28 Tagen bei 20°C [20].

Einaxiale Zugfestigkeit [21]

Die Zugfestigkeit von UHPC liegt bei rund 7-11 N/mm² und der Zugbruch erfolgt spröde. Werden hingegen Fasern bei der Mixtur dazu gemischt, kommt es zu einer Steigerung der Zugfestigkeit und eine Kraftübertragung über Risse ist mitunter möglich. Durch diesen Effekt

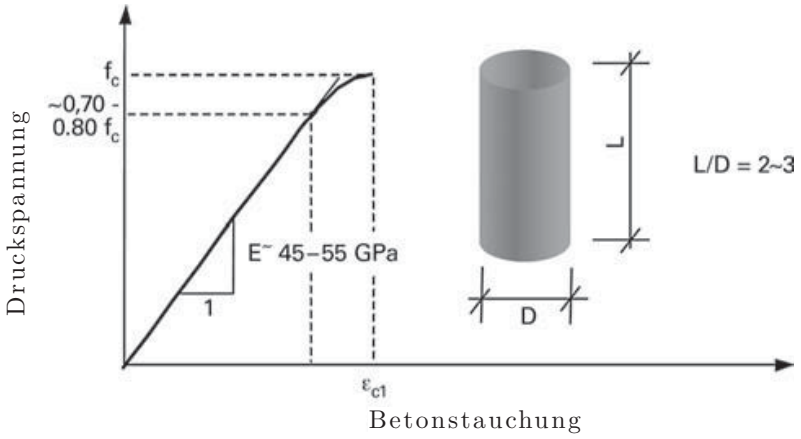


Abbildung 2.4: Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm [21]

erfolgt das Zugversagen des Material weniger spröde. Grundsätzlich ist die Zugabe von Fasern zu begrüßen, da die Festigkeits- und Brandwiderstandseigenschaften des UHPC verbessert werden. Dennoch wird im Zuge dieser Arbeit diese Materialkombination nicht weiter untersucht, da der Forschungsschwerpunkt in der Kombination von UHPC mit stabförmigen und netzartigen Faserverbundwerkstoffen liegt.

2.1.5.2 Zeitabhängige Eigenschaften

Schwindverhalten [21],[18]

Wie bei normalfesten Beton setzt sich die Schwinddehnung von UHPC aus einem autogenem Schwinddehnungsanteil und einem Trocknungsschwindanteil zusammen. Aufgrund des hohen Zementanteils und des geringen W/B Wertes ist der Anteil des autogenen Schwindens deutlich höher als bei normalfestem Beton. Der Anteil des Trocknungsschwindens liefert bei UHPC jedoch aufgrund des geringen Wassergehalts einen geringen Anteil zur Schwinddehnnung. Abhängig vom Zementgehalt und der Mixtur ist bei UHPC in der Regel mit einer Schwindverkürzung von 0.6-0.9 mm/m zu rechnen. Aufgrund dieses relativ hohen Schwindmaßes können bei einer Dehnungsbehinderung des Bauteils hohe Zwangsspannungen geweckt werden. Durch eine Wärmebehandlung des Betonbauteils im Zuge der Härtungsphase können die Schwindverkürzungen vorweggenommen werden, und somit die Zwangsspannungen verringert werden.

Kriechverhalten [21]

Die Kriechzahl von UHPC ist deutlich geringer als die von normalfestem Beton. Eine Ursache dafür ist die dichte Struktur und der damit geringe Anteil an Kapillarporen. Ähnlich zu den Schwindverformungen können auch die Kriechverformungen durch eine Wärmebehandlung verringert werden. Im Zuge des Entwurfsprozesses können folgende Kriechzahlen angenommen werden:

- Kriechzahl von UHPC ohne Wärmebehandlung: $\varphi = 0.6 \div 1.4$
- Kriechzahl von UHPC mit Wärmebehandlung (ca. 70-90°C): $\varphi = 0.2 \div 0.4$

2.1.5.3 Dauerhaftigkeit

UHPC hat aufgrund des geringen Kapillarporenanteils einen erhöhten Widerstand gegenüber dem Eindringen von Gasen und Flüssigkeiten. Aus diesem Grund ist die Resistenz von UHPC gegen schädliche chemische Substanzen höher als bei normal- und hochfestem Beton. Darüber hinaus wird durch das dichte Materialgefüge die Karbonatisierung nahezu unterbunden und die Betondeckung kann auf ein Mindestmaß reduziert werden [21].
Untersuchungen haben gezeigt, dass UHPC, in der Nomenklatur der Expositionsklassen, einem Beton der Expositionsklasse XD3 entspricht. Somit kann, ohne weitere bauliche Abdichtungsmaßnahmen, UHPC direkt als Brückenfahrbahn verwendet werden [41].
Aufgrund der angeführten Argumente hinsichtlich der Dauerhaftigkeit kann UHPC, unter Betrachtung der Lebenszykluskosten (z.B. Einsatz in anspruchsvollen Umgebungsbedingungen), wirtschaftlich eingesetzt werden.

2.1.6 Bemessungskonzept

2.1.6.1 Tragfähigkeitszustand - ULS [21]

Beim Entwerfen und Planen von Tragwerken aus UHPC sind die spezifischen Materialeigenschaften in die baustatische Modellbildung mit einzubeziehen. Dabei sind die folgenden charakteristischen Eigenschaften von UHPC in das Bemessungskonzept zu integrieren:

1. Hohe Sensibilität bei einer Abweichung von der geplanten Materialzusammensetzung, Verarbeitung und Umgebungsbedingung.

2. Deutlich spröderes Materialversagen als vergleichsweise bei Normalbeton.

3. Anwendung von Fasern um ein duktiles, bis hin sogar biegetragfähiges Material zu erhalten.

Die unter Punkt 1 angeführte Sensibilität der Materialeigenschaft kann durch eine erhöhte Kontrolle des Herstellungsprozesses verringert werden. Diese erhöhten Qualitätsanforderungen an UHPC-Bauteile können bei einer Fertigung im Werk erfüllt werden. Die Herstellung vor Ort auf der Baustelle ist, aufgrund der wechselnden Randbedingungen, anspruchsvoll und bedarf an Erfahrung beim Bauunternehmer und der örtlichen Bauaufsicht.
Statistische Untersuchgen haben gezeigt, dass bei einem Beton mit einer hohen Druckfestigkeit und einer erhöhten Qualitätssicherung die Streuung der erreichbaren Druckfestigkeiten geringer ausfällt und somit der Teilsicherheitsbeiwert des Materialwiderstands verringert werden kann. Die empfohlenen Teilsicherheitsbeiwerte für UHPC sind, abhängig von der Ausführungsqualität, in der Tabelle 2.1 aufgelistet.

Ausführungsqualität	Teilsicherheitsbeiwert UHPC
Hohe Qualität (z.B. Fertigung im Werk))	γ_c=1.35
Normale Qualität (z.B. Fertigung vor Ort)	γ_c=1.5
schlechte Duktilitätseigenschaft (z.B. UHPC ohne Fasern)	γ'_c=1.2

Tabelle 2.1: Teilsicherheitsbeiwerte γ_M zur Ermittlung der Bemessungswiderstände [21]

2.1.6.2 Spannungs-Stauchungs-Diagramm [21]

Um das Spannungs-Stauchungs-Diagramm von UHPC zu vereinfachen, wird der nichtlineare Anteil der Arbeitslinie, welcher ab einer Druckspannung von rund 85-90% der Druckfestigkeit

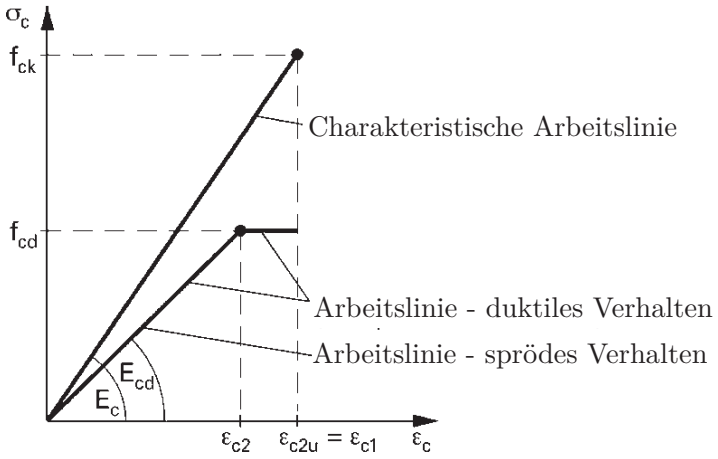


Abbildung 2.5: Spannungs-Stauchungs-Diagramm von UHPC unter Druckspannung [21]

auftritt, linearisiert. Möchte man das Druckverhalten von UHPC ohne Fasern beschreiben, versagt das Material nach Erreichen der Betonfestigkeit spröde. Liegt hingegen faserbewehrter UHPC vor, wird das duktile Bruchverhalten in Form einer weiteren Stauchungsfähigkeit bei gleichbleibender Druckspannung, durch eine linear-elastische, ideal-plastische Arbeitslinie beschrieben (siehe Abbildung 2.5).
Die Ermittlung des Bemessungswertes des Elastizitätsmoduls ist in der Gleichung 2.1 angeschrieben. Eine Unterscheidung zwischen Sekantenmodul oder Tangentenmodul ist laut [21] bei UHPC nicht notwendig.

Bemessungswert des Elastizitätsmoduls

$$E_{cd} = E_{cm}/1.3 \tag{2.1}$$

$E_{cm} =$ Mittelwert Elastizitätsmodul

Stauchung an der Stelle f_{cd}

$$\epsilon_{c2} = f_{cd}/E_{cd} \tag{2.2}$$

Stauchung an der Stelle f_{ck}

$$\epsilon_{c2u} = f_{ck}/E_c \tag{2.3}$$

Bemessungswert der Festigkeit

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck}/(\gamma_c \cdot \gamma_c') \tag{2.4}$$

f_{ck}	charakteristische Zylinderdruckfestigkeit
γ_c	Teilsicherheitsbeiwert für UHPC (siehe Tabelle 2.1)
γ_c'	Teilsicherheitsbeiwert für schlechte Duktilitätseigenschaften (siehe Tabelle 2.1)
$\alpha cc = 0.85$	Berücksichtigung der Langzeitwirkung auf die Druckfestigkeit
$\alpha cc = 0.95$	Berücksichtigung der Kurzzeitwirkung auf die Druckfestigkeit

2.1.6.3 Zugfestigkeit im Traglastfall [21]

Ähnlich wie bei normalfestem Beton unterscheidet man auch bei UHPC zwischen gerissenem und ungerissenem Zustand. Im Traglastfall wird die Zugfestigkeit von UHPC vernachlässigt und nicht in die Berechnung miteinbezogen.

2.2 FVW - Faserverbundwerkstoffe

2.2.1 Definition [8]

Ein Faserverbundwerkstoff (FVW, engl.: Fiber Reinforced Polymer - FRP) ist ein Verbundwerkstoff bei dem eine faserförmige Werkstoffkomponente in einer zweiten Werkstoffkomponente, einer Matrix, eingebettet ist [36]. Als Faserwerkstoff kommen hauptsächlich Glas-, Carbon-, Aramid- und Basaltfasern zum Einsatz. Die Matrix hingegen ist im Regelfall ein Kunststoff (Duroplaste, Thermoplaste), selten ist sie aus Metall. Diese erfüllt lastverteilende Aufgaben, schützt die Fasern vor mechanischen und chemischen Angriffen, und gewährleistet die geometrische Form des Faserverbundwerkstoffes.

2.2.2 Anwendung von FVW im Bauwesen [8]

Faserverbundwerkstoffe gehören seit den letzten 20 Jahren in vielen verschiedenen technischen Anwendungsbereichen zum Stand der Technik. Ein Grund für die weite Verbreitung von FVW ist der hohe Widerstand gegenüber chemischen und mechanischen Angriffen und die Beständigkeit gegenüber elektrischen und magnetischen Einflüssen. Der größte Vorteil von FVW ist jedoch die hohe mechanische Festigkeit in Faserlängsrichtung bei einem gleichzeitig geringen Eigengewicht. Den erwähnten Vorteilen stehen hohe Material- und Entwicklungskosten gegenüber, welche auf die energieintensiven Herstellungsprozesse der Fasern zurückzuführen sind.
Die Anwendung von FVW findet auch im Bauwesen immer häufiger eine Verwendung. Dabei sind vor allem flächige Gelege oder Lamellen im Bereich der Tragwerksertüchtigung zu nennen (Abb. 2.6). Formbewehrungen oder stabförmige Produkte werden hingegen im Neubau als Bewehrung oder zur Vorspannung von Bauteilen verwendet. Hierbei spielt die Korrosionsbeständigkeit und der hohe Widerstand gegenüber chemisch-aggressiven Umgebungen (z.B. Abwasser, Meeresnähe) eine Schlüsselrolle, und macht den Einsatz von CFK Produkten sinnvoll.



Abbildung 2.6: Sanierung eines Hyperschalen-Tragwerks in Schweinfurt [11]

Trotz der angeführten Vorteile finden FVW im Bauwesen nur in Pilotprojekten und kleinen Sparten des Bauingenieurwesens eine Anwendung. Das Potential dieses Werkstoffs wird somit nicht ausreichend ausgeschöpft. Die Gründe dafür sind:

- Der hohe Materialpreis vor allem für Kohlenstofffasern. Dieser wird durch den hohen Energieaufwand bei der Herstellung und durch das geringe Angebot an Faserherstellern verursacht. Abhilfe könnten hier Basaltfasern schaffen, welche aufgrund des natürlichen Vorkommens von Basaltgestein deutlich billiger sind, und ähnlich positive Eigenschaften wie Kohlenstofffasern aufweisen.

- Fehlendes Know-how seitens der planenden Ingenieure. Dem könnte man durch die Einführung von Normen und Zulassungen entgegenwirken.

- Ein weiterer Nachteil sind die derzeit am Markt erhältlichen, arbeitsintensiven Verankerungssysteme für vorgespannte FVW.

2.2.3 Aktuelle Normen und Regelung für FVW als Betonbewehrung [3]

Im europäischen Normungswesen besteht großer Nachholbedarf im Bereich des Entwurfes, der Berechnung und Bemessung von FVW-bewehrten Bauteilen. Im Vergleich dazu haben Länder aus dem angelsächsischen Sprachraum (Vereinigte Staaten, Kanada und Großbritannien) bereits sehr früh angefangen, die Anwendung von FVW durch technische Berichte zu unterstützen und voranzutreiben. Im Folgenden wird ein Überblick über die derzeit aktuellen Normen und Richtlinien für den ingenieurmäßigen Entwurf von FVW-bewehrten Betonbauteilen gegeben.

- ACI (American Concrete Institute) 440.4R - Design guidance for prestressing structures with FRP tendons: In diesem Dokument sind Empfehlungen für den Entwurf von FVW-vorgespannten Bauteilen erhalten.

- CSA (Canada Standard Association) S806-12 - Design and construction of building structures with fibre-reinforced polymers: Erste eigenständige Bemessungsnorm für FVW-bewehrten Beton. In diesem Dokument wird das Bemessungsprinzip verfolgt, einen möglichen Bruch des FVW auszuschließen, und nur ein Druckversagen des Betons zu erlauben. Für eine Belastung des Tragwerks zufolge Brand wird dem Anwender der Norm vorgeschrieben ein mögliches Brandszenario in das Bemessungskonzept einzubauen, ohne aber ein explizites Nachweiskonzept dafür vorzugeben.

- ISIS Canada (Intelligent Sensing for Innovative Structures) - Design Manual 3 - Reinforcing Concrete Structures with FRP (Rizkalla and Mufti 2001): In diesem Bemessungsdokument wird die Versagensart nicht vorweg definiert, wodurch ein Versagen der FVW Bewehrung oder des gedrückten Betons eintreten kann.

- *fib* (Federation Internationale de Beton) Task Group 9.3 - Internal FRP Reinforcement for Concrete Structures: In Europa arbeitet die *fib* an einem technischen Leitfaden zur Anwendung von FVW-bewehrtem Beton.

- IStructE (The Institution of Structural Engineering - Great Britain) Interim Guidance on the Design of Reinforced Concrete Structures using Fibre Composite Reinforcement: Hier ist das Grundkonzept der Bemessung ähnlich zum kanadischen CSA S806-12 Dokument (siehe oben, Punkt 2).

Trotz der Vielfalt an Normen und technischen Empfehlungen ist das grundlegende Bemessungskonzept bei allen vorgestellten Dokumenten dasselbe. Dabei erfolgt die Ermittlung des Biegewiderstands des Querschnitts über die bekannten Gleichgewichtsbedingungen. Des Weiteren sind die Verträglichkeitsbedingungen zwischen Bewehrung und Beton sowie die konstitutiven Gleichungen analog zu den Prinzipien der gängigen Stahlbeton Normen.
Trotz der bereits erbrachten Fortschritte im Normungswesen müssen laut ACI 440.4R-04 folgende Themen in die zukünftigen Normengenerationen eingebaut werden:

- Das spröde Bruchversagen und das anisotrope Materialverhalten der FVW muss in die Bemessung miteinbezogen werden
- Die Kompatibilität mit den heutigen Bemessungsnormen des Betonbaus muss eingehalten werden

2.2.4 Faserarten [8]

Fasern, häufig auch als Verstärkungsfasern bezeichnet, sind Werkstoffe mit einem meist kreisförmigen Faserquerschnitt und einem extrem hohen Verhältnis von Faserlänge zu Faserdicke. Dabei unterscheidet man zwischen Einzelfäden (Filamente) und Faserbündel, welche mit einer unbegrenzten (Endlosfaser), oder einer endlichen (Kurzfaser) Länge hergestellt werden.
Ein Faserbündel, welches aus mehreren parallelen oder gering verdrehten Filamenten besteht, wird auch als Roving bezeichnet [3]. Der Durchmesser der einzelnen Filamente liegt dabei typischerweise zwischen 5 und 50 μm. Die Zugfestigkeit der Fasern hängt vom Anteil der vorhandenen Faserfehlstellen ab, und kann durch eine Minimierung der Faserdurchmesser optimiert werden. Die Minimierung der Faserdicke wird jedoch durch die Lungengängigkeit und der damit verbundenen krebserregenden Wirkung der Fasern begrenzt. Aus diesem Grund haben im Durchschnitt Fasern einen Durchmesser von 10 μm.
Im Bauwesen werden heutzutage folgende Faserarten für die Herstellung von Faserverbundwerkstoffen verwendet:

- Aramidfasern
- Kohlenstofffasern
- Glasfasern
- Basaltfasern (jüngste Entwicklung im Bereich der Verstärkungsfasern)

Die aus [32] übernommene Tabelle 2.2 gibt einen Überblick über die zu erwartenden mechanischen Fasereigenschaften. Da die mechanischen Eigenschaften stark von den Ausgangsstoffen und dem Herstellungsprozess abhängen, werden keine exakten Kennwerte sondern Bandbreiten von Kennwerten angegeben.

2.2.4.1 Aramidfasern

Aramidfasern bestehen aus linearen, flüssigkristallinen Polymeren und weisen aufgrund ihrer Kristallorientierung in Faserlängsrichtung, ein insgesamt stark anisotropes Festigkeitsverhalten auf. Aramidfasern haben eine hohe Zugfestigkeit und einen hohen E-Modul, und sind aus diesem Grund als Bewehrungsbaustoff geeignet. Ein weiterer Vorteil ist das, im Vergleich zu Carbon- und Glasfasern, ausgeprägte duktile Verformungsverhalten.
Trotz der genannten Vorteile werden Aramidfasern im Bauwesen eher selten verwendet. Das liegt

Faser	Durchmesser [μm]	Dichte [g/cm³]	Zugfestigkeit MPa	Bruchdehnung [‰]	E-Modul GPa GPa
Aramid	12	1,5	3400 bis 3600	20 bis 40	80 bis 186
Basalt	5 bis 25	2,6	990 bis 4800	15 bis 32	64 bis 89
AR-Glas	9 bis 24	2,7	1300 is 2000	20 bis 43	21 bis 74
Carbon	5 bis 10	1,8	2000 bis 6000	3,5 bis 21	180 bis 650
Stahl	300 bis 1500	7,9	400 bis 2600	2 bis 10 (Fließgrenze)	200

Tabelle 2.2: Mechanische Eigenschaften ausgewählter Fasermaterialien [32]

einerseits an der Feuchtigkeitsabsorption, welche den Verbund zwischen Aramidfasern und Beton erheblich beeinträchtigt, und andererseits an der fehlenden Resistenz gegenüber chemischen Substanzen. Lt. [32], sinkt die Festigkeit von Aramidfasern ab einem pH-Wert von ca. 8,0. Beton hingegen hat einen pH-Wert von 12,6 [10]. Aufgrund dieser chemisch aggressiven Umgebung ist mit erheblichen Festigkeitsverlusten der Fasern zu rechnen[8].

2.2.4.2 Kohlenstofffasern

Kohlenstofffasern (Abb. 2.8), häufig auch als Carbonfasern bezeichnet, haben sich aufgrund ihrer hohen Zugfestigkeit, dem hohen E-Modul, der geringen Dichte und dem hohen Widerstand gegenüber Chemikalien im Bereich der Raumfahrttechnik, Automobilbranche und Sportindustrie bewährt. Den angeführten Vorteilen der Kohlenstofffasern steht der hohe Energieaufwand bei der Herstellung gegenüber, was wiederum zu hohen Werkstoffpreisen führt.
Bei der Produktion von Kohlenstofffasern werden grundsätzlich zwei Arten unterschieden. Eine Möglichkeit ist die Herstellung mittels dem PAN Prozess (Abb. 2.7). Dabei wird Polyacrylnitril verkokt. Dieses Verfahren hält 95 % des Marktanteiles, und das Ergebnis sind Fasern mit Festigkeiten von bis zu 5000 N/mm² und einem E-Modul von ca. 230.000 N/mm² [29].
In der zweiten, weitaus seltener angewendeten Herstellungsmethode, erfolgt die Erzeugung im Pechprozess. Dabei werden Kohlenwasserstoffgemische wie Steinkohle oder Erdölteer zu Carbonfasern verarbeitet. Das Ergebnis des Herstellungsprozesses sind Fasern mit E-Modul von bis zu 700000 N/mm² und Festigkeiten im Bereich von 2000 N/mm² [8].
Bei beiden Herstellungsprozessen sind die einzelnen Kohlenstoffschichten in Faserrichtung orientiert und machen in Summe den Werkstoff stark anisotrop. Ein weiteres wesentliches Merkmal ist der Faserdurchmessers, welcher die mechanischen Eigenschaften der Fasern beeinflusst. Dabei haben dünne Fasern weniger Kerbstellen und somit höhere Festigkeiten. Die gängigen Faserdurchmesser der Kohlenstofffasern liegen in der Regel zwischen 5 und 10 μm. Für die Bauindustrie werden Carbonfasern im Strangziehverfahren (Pultrusion) durch einen Tränkungsprozess, zu einem carbonfaserverstärkten Kunststoff (CFK), in Form von Lamellen, Litzen oder Bewehrungen weiterverarbeitet. Eine ausführlichere Beschreibung zum Pultrusionsverfahren kann im Kapitel 2.2.7 nachgeschlagen werden.

2.2.4.3 Glasfasern

Ähnlich zu den Aramidfasern sind auch Glasfasern empfindlich gegenüber einer alkalischen Umgebung. Dabei kommt es bei einer zu hohen Alkalität zu einer Zersetzung der Glasfilamente [32]. Um dem entgegen zu wirken, wurden AR-Glas (alkaliresistente) Fasern entwickelt, welche einen höheren Schutz gegenüber der Alkalität im Beton aufweisen. Dennoch ist kein vollständiger Schutz möglich, da aufgrund von chemischen Reaktionen Kerbstellen an der Oberfläche auftreten,

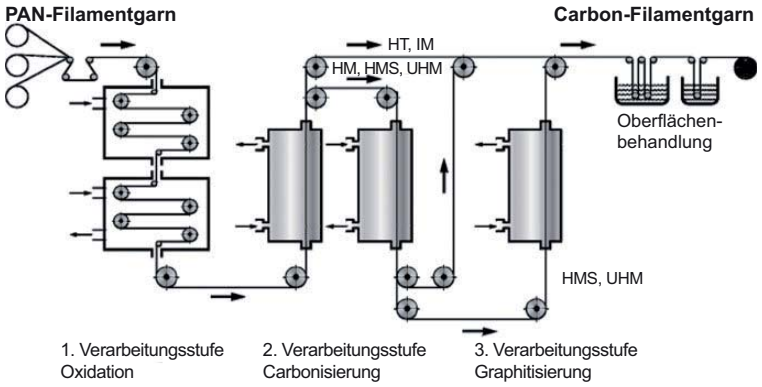


Abbildung 2.7: Produktionsschema für PAN-basierte Carbonfasern [29]

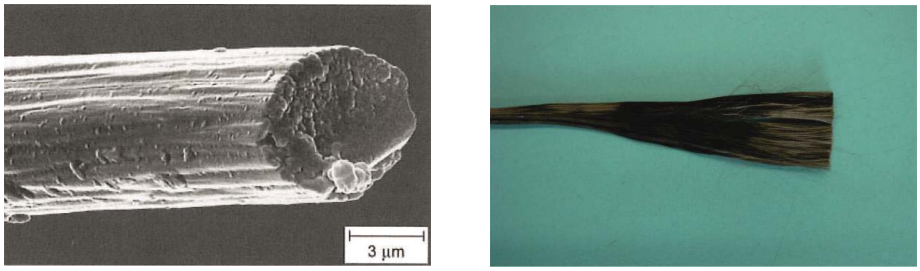


Abbildung 2.8: REM-Aufnahme einer Kohlenstofffaser (links), Roving aus Kohlenstofffasern (rechts) [32]

die zu einem Festigkeitsverlust führen. Untersuchungen nach Büttner [9] haben gezeigt, dass über eine Einsatzdauer von 50 Jahren die Festigkeitsverluste von AR-Glasrovings bis zu 40% betragen können.
Die bis heute am häufigsten verwendete Methode Glasfasern herzustellen ist das Düsenziehverfahren. Dabei werden in einer Wanne Glaskugeln zu einer Glasschmelze geschmolzen und durch eine Düse auf der Wannenunterseite herausgezogen (Abb. 2.9). Durch diesen Vorgang entstehen dünne Fäden, welche gebündelt einen Spinnfaden ergeben. Durch das Zusammenführen von zwei oder mehreren Spinnfäden entsteht ein sogenannter Roving (Abb. 2.10)[32].

2.2.4.4 Basaltfasern

Von den vorgestellten Faserarten sind die Basaltfasern die jüngste Entwicklung am Markt. Der Vorteil von Basaltfasern gegenüber Kohlenstofffasern liegt beim geringeren Energieeinsatz bei der Herstellung. Darüber hinaus kann, aufgrund des großen Vorkommens und der laufenden vulkanischen Aktivität (jährlich bildet sich bis zu 1 km^3 Basaltgestein, entspricht 2,6 Milliarden t), Basaltgestein als ein unbegrenzt verfügbarer Rohstoff betrachtet werden [8]. Belastungsversuche an Basaltfasern ergaben Zugfestigkeiten von 950 bis 1000 N/mm² [8].

2.2.4.5 Vergleich der unterschiedlichen Faserwerkstoffe

Zusammenfassend ist in der Abbildung 2.11 ein Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien der unterschiedlichen Faserwerkstoffe angeführt. Da Carbon und Aramid, im Gegensatz zu Glas und

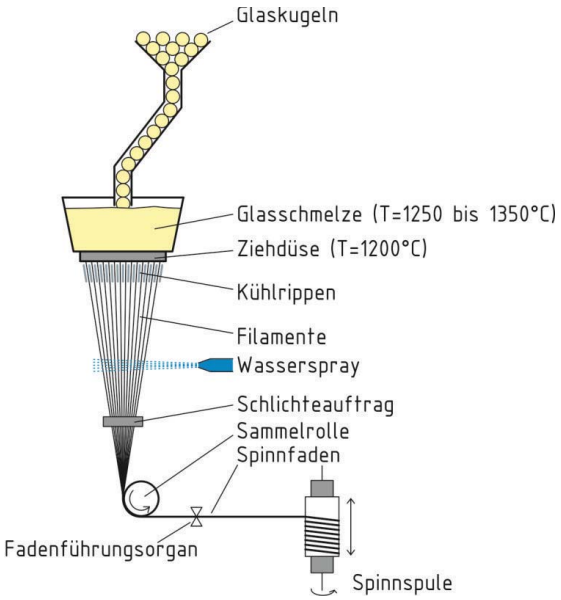


Abbildung 2.9: Schematische Darstellung des Düsenziehverfahrens [32]

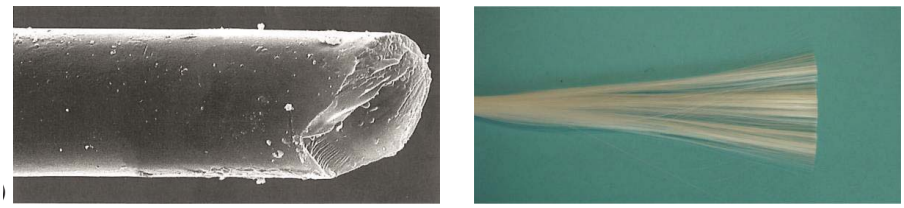


Abbildung 2.10: REM-Aufnahme und Roving aus AR-Glas [32]

Stahl, eine anisotrope Gefügestruktur haben, gelten die dargestellten Arbeitslinien nur für die Faserlängsrichtung.
Die Spannungs-Dehnungslinien aller Faserarten zeigen ein linear-elastisches Materialverhalten auf, bei welchem das Versagen, bei Erreichen der maximalen Spannung, spröde auftritt. Im direkten Vergleich haben Carbonfasern die höchste Steifigkeit bei einer geringen Bruchdehnung. Aramid- und AR-Glasfasern haben hingegen ein weitaus duktileres Materialverhalten, bei einer gleichzeitig geringeren Bruchspannung.

2.2.5 Faserhalbzeuge in Form von bi- oder multiaxialen Gelegen

Bi- oder multiaxiale Gelege sind textile, gitterartige Strukturen. Dabei können diese aus Hochleistungsfilamentgarnen hergestellt werden. Die Fertigung dieser Gittergelege erfolgt durch Mulitaxiale-Kettenwirkmaschinen. Diese Technologie stammt aus der Textilindustrie. Die wichtigsten Anforderungen an diese textilen Halbzeuge sind eine ausreichende Verschiebefestigkeit, Drapierbarkeit (sphärische Verformbarkeit) und Handhabbarkeit für eine spätere Weiterverarbeitung [29].

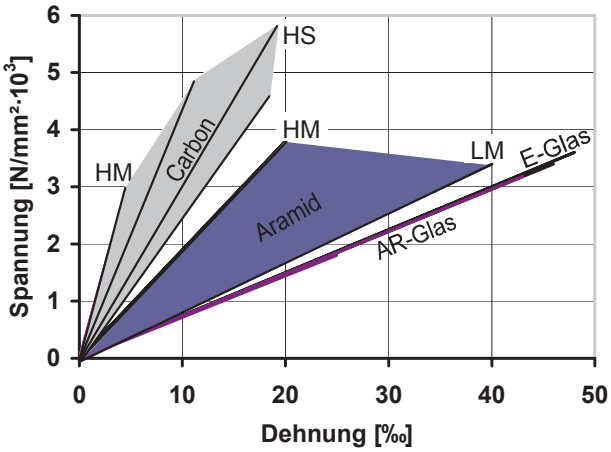


Abbildung 2.11: Spannungs - Dehnungsbereiche von Fasermaterialien (HM - hochmodulige Faser, LM - niedrigmodulige Faser, HS - hochfeste Faser) [37]

2.2.6 Matrix - Tränkungsmaterial [8], [29], [32]

Die ersten Belastungsversuche von Verbundkonstruktionen aus Beton und Faserwerkstoffen haben gezeigt, dass bei gebündelten Fasern, selbst bei einer feinen Betonrezeptur, der Beton den Kern der Rovings nicht erreicht. Aufgrund dieses unvollkommenen Verbundes werden nur die äußeren Fasern zu einer Lastabtragung heranzogen. Die Fasern im Kern bleiben unberührt, wodurch eine volle Auslastung des gesamten Faserbündels nicht erreicht werden kann (Abb. 2.12).
Aus dieser Problematik heraus hat die Forschung und Industrie nach Möglichkeiten gesucht den Verbund zu verbessern, wobei sich das Tränken der Fasern als sehr effektiv erwiesen hat. Dabei erreicht die im Gegensatz zum Beton deutlich feinere Tränkungsmatrix den Rovingkern und regt somit auch die inneren Filamente zur Lastabtragung an. In manchen Literaturquellen werden Tränkungsmaterialien auch als Matrix, oder Umgebungsmatrix der Fasern bezeichnet.
Das gewählte Material zur Tränkung der Fasern muss folgende Anforderungen erfüllen [8],[32]:

- Niedrige Viskosität zum Zeitpunkt der Tränkung, um auch die Fasern im Rovingkern zu erreichen
- Hohe Steifigkeit im ausgehärteten Zustand zur Aufrechthaltung der Formbeständigkeit
- Optimale Abstimmung des Haftverbunds zwischen der Matrix und den Fasern
- Hoher Diffusionswiderstand aus Gründen der Dauerhaftigkeit (gilt vor allem für AR-Glasfasern)
- Hohe Alterungs- und Chemikalienbeständigkeit
- Hoher Brandwiderstand

Zur Tränkung von Fasern haben sich in der Industrie ungesättigte Polyesterharze (UP-Harze), Vinylesterharze (VE-Harze) und Epoxidharze (EP-Harze) durchgesetzt, welche zur Gruppe der Duroplaste gehören. Ein Grund dafür ist die sehr geringe Kriechneigung und Relaxiation, und der hohe Widerstand gegen chemische Substanzen.
Um die volle Zugfestigkeit der Fasern zu erreichen, muss das verwendete Tränkungsmaterial eine höhere Bruchdehnung als die Fasern selber aufweisen. In der Tabelle 2.3 sind die zu erwartenden Materialkennwerte der erwähnten Tränkungsmaterialien ersichtlich.

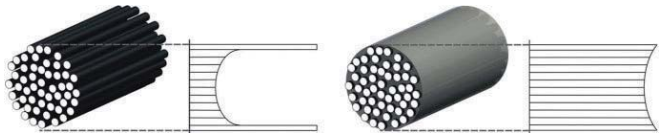


Abbildung 2.12: Spannungsverteilung - links: Faserbündel ohne Tränkung, rechts: vollständige Fasertränkung [29]

Harz	E-Modul GPa	Zugfestigkeit MPa	Bruchdehnung [‰]	Dichte [g/cm³]	Querdehnzahl [-]
UP-Harz	2,1 bis 4,4	34,5 bis 103,5	10 bis 42	1,3	0,2 bis 0,33
VE-Harz	3,0 bis 3,8	73,0 bis 95,0	10 bis 61	1,1	0,2 bis 0,33
EP-Harz	2,6 bis 4,1	3,8 bis 176,0	18 bis 130	1,2 bis 1,3	0,38 bis 0,40

Tabelle 2.3: Mechanische Eigenschaften ausgewählter Harze [37]

2.2.7 Faserverbundwerkstoff-Bewehrungselemente

2.2.7.1 Allgemeines [8]

Wie bereits im Kapitel 2.2.6 erwähnt, erreichen Faserbündel von Verstärkungsfasern im Verbund mit Beton nicht ihre volle Tragfähigkeit, da nicht alle Fasern gleichmäßig zur Lastabtragung herangezogen werden. Vor allem die Fasern im Kern bleiben häufig von der Belastung unberührt. Um diesem Problem entgegenzuwirken, werden Fasern in eine Matrix getränkt und anschließend wärmebehandelt und getrocknet. Das Ergebnis dieses Tränkungsprozesses, ist ein im Verbund wirkender Faserverbundwerkstoff (FVW), welcher Belastungen gleichmäßig auf die einzelnen Fasern aufteilt.
Die mechanische Wirkungsweise von FVW hängt besonders stark von der Belastungsrichtung ab. Erfolgt die Belastung der FVW in ihrer Hauptrichtung, tragen hauptsächlich die Fasern zur Lastabtragung bei. Die umhüllende Matrix trägt dabei einen geringen Lastanteil. Wird der FVW hingegen quer zur Hauptrichtung belastet, erfüllt die Matrix eine kraftumlenkende Wirkung und schützt die Fasern vor erhöhten Querpressungen und vor schädlichen chemischen Substanzen.
Abhängig von der gewünschten Verwendung und vom Hersteller, werden FVW als Stäbe oder maschenartige Textile am Markt angeboten. Bei den maschenartigen Textilien unterscheidet man zwischen ebenen Bewehrungsnetzen und räumlich abgewickelten Formbewehrungen.
Die im Bauwesen am häufigsten verwendeten Faserverbundwerkstoffe sind:

- CFK - Carbonfaserverstärkter Kunststoff
- GFK - Glasfaserverstärkter Kunststoff
- AFK - Aramidfaserverstärkter Kunststoff

2.2.7.2 Herstellung [8], [32], [37]

Bei den Verfahren zur Herstellung von stabförmigen (uniaxialen) FVW hat sich das Strangziehverfahren (Pultrusionsverfahren) durchgesetzt. Dabei werden die Faserbündel vollständig in einem Imprägnierungsbad getränkt und anschließend in einem Durchlaufofen gehärtet (Abb. 2.13). Simultan zum Härtungsvorgang können zusätzlich in einem Formgebungsprozess rechteckförmige Profile und Lamellen hergestellt werden. Diese Profilformen werden besonders im Bereich der

Tragwerksertüchtigung häufig angewendet. Um den späteren Verbund mit dem Beton zu erhöhen werden abhängig vom Hersteller verschiedene Oberflächenbeschaffenheiten den uniaxialen FVW eingeprägt. Dabei wird der Stab mit dem noch nicht vollständig ausgehärteten Harz besandet oder mit einer weiteren Faser umflochten. Darüber hinaus werden abhängig vom Hersteller aufgeraute oder eingefräste Stäbe, oder eine Kombination der erwähnten Oberflächenbearbeitungen an Stäben angewendet.
Im Gegensatz zu stabförmigen FVW sind netzartige (multiaxiale) Erzeugnisse (Abb. 2.14) nicht im Pultrusionsverfahren herstellbar. Der Hauptgrund dafür liegt bei den Schussrovings (jene Rovings die im Netz quer zur Produktionshauptrichtung orientiert sind) welche, aufgrund ihrer Lage, den Herstellungsprozess behindern würden. Im Rahmen eines Sonderforschungsbereiches (SFB 532) untersuchte *Schleser* [43] ein Verfahren zur Tränkung von Textilien. Dabei sieht der entwickelte Ablauf der Tränkung folgendermaßen aus: Zunächst wird das ungetränkte Textil, ähnlich wie bei den stabförmigen (uniaxialen) Erzeugnissen, durch ein Harzbad gezogen. Dabei müssen die Kett- und Schussrovings bis in den Rovingkern mit Harz getränkt werden. Um dieses Kriterium zu erfüllen, wird mittels Quetsch- und/ oder Abstreifrollen das Harz mit Druck in die Textile gepresst, um abschließend die getränkten Textile in Öfen endgültig zu härten und zu trocknen (Abb. 2.15) [32].



Abbildung 2.13: Herstellungsschritte des Pultrusionsverfahrens [37]

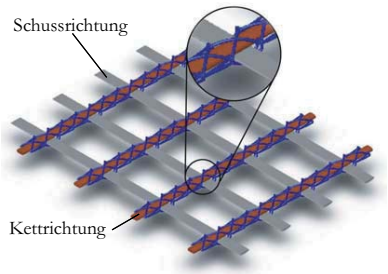


Abbildung 2.14: Schuss- und Kettrichtung [35]

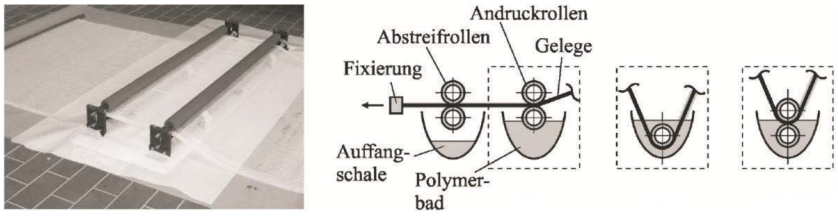


Abbildung 2.15: Tränkungsprozess von flächigen Textilen im Labormaßstab [43]

BruchmechanismenFVW[b]

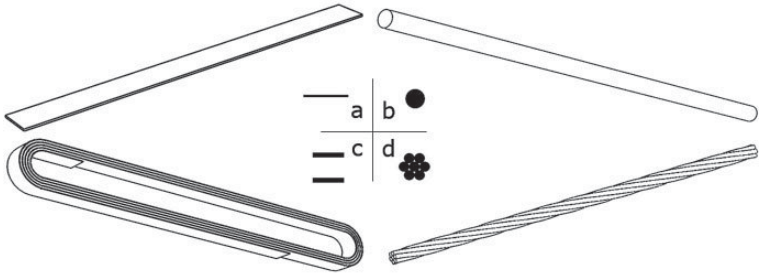


Abbildung 2.16: Unterschiedliche CFK Zugelemente a) Lamelle, b) Rundstab, c) Strangschlaufe, d) Stab aus verseiltem Roving [42]

2.2.7.3 Produkte

CFK-Lamellen

Lamellen haben im Gegensatz zu Stäben einen rechtwinkeligen Querschnitt und können wie ein Band auf Rollen gewickelt werden (siehe Abb. 2.16 - a). Aufgrund dieser Form, des geringen Gewichts und der hohen Zugfestigkeit, finden CFK-Lamellen besonders bei Tragwerksverstärkungen häufige Anwendung. Die weiteren Vorteile der CFK-Lamellen sind die Korrosionsbeständigkeit, die einfache Handhabung auf der Baustelle und die geringe Bauhöhe der Lamellen (im Vergleich zu anderen Verstärkungsmaßnahmen). Lamellenprodukte haben in der Regel eine Konstruktionshöhe von wenigen Millimetern, und eine Breite von 20 bis 150 mm [42].
Die weltweit erste Verstärkung eines Betontragwerks mit schlaffen CFK-Lamellen wurde im Jahr 1991 an der Ibach-Brücke bei Luzern durchgeführt [13]. Eine weitere Anwendung von CFK Lamellen erfolgte im Jahr 2003 an der Sue Creek Bridge. Diese wurde, aufgrund einer geplanten Verbreiterung der Brücke, mit CFK Lamellen verstärkt, um vorrangig die Biegetragfähigkeit des Tragwerks zu erhöhen.

Stäbe

FVW-Stäbe sind aufgrund ihres Erscheinungsbildes den üblichen Bewehrungsstäben aus Stahl am ähnlichsten (siehe Abb. 2.16 - b). Ihre Herstellung erfolgt durch die Verarbeitung von Fasern und Harz im Pultrusionsverfahren. Durch Einfräsen, Umwickeln, Einprägen oder Besanden [32] erhalten die Stäbe beim letzten Arbeitsschritt der Herstellung ihre endgültige Oberflächenbeschaffenheit (Abb. 2.17). Dabei erfolgt die Übertragung von Verbundspannungen zwischen den

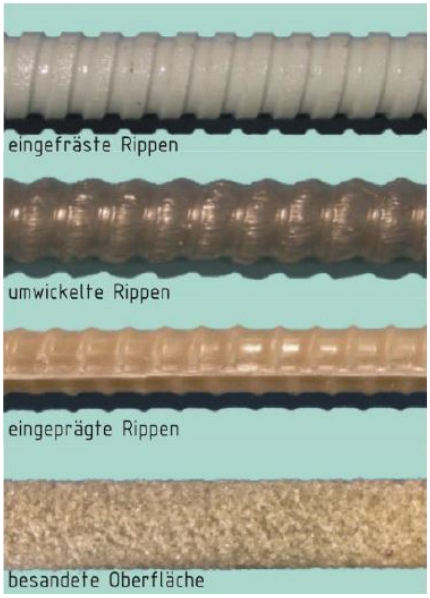


Abbildung 2.17: FVK-Stäbe [32]

Rippen und dem umgebendem Beton großteils über Scherverbund, ähnlich wie bei Bewehrungen aus Stahl.

Strangschlaufe

Eine typische Strangschlaufe besteht in der Regel aus CFK-Bändern, welche parallel zueinander angeordnet sind (siehe Abb. 2.16 - c). Die Form entsteht durch das Wickeln eines Bandes um zwei Bolzen, wobei eine Tränkung des Bandes entweder vor oder nach dem Wicklungsverfahren erfolgen kann. Die Zugkraft der Strangschlaufe wird durch die Abmessungen des Bandes und der Anzahl der Wicklungen bestimmt [42].

Stab aus verseiltem Roving

Die Herstellung eines Stabes aus verseiltem Roving erfolgt aus vorimprägnierten Faserbündeln welche in einem Endlosprozess um einen zentrischen Roving gewickelt werden (siehe Abb. 2.16 - d). Abschließend erfolgt das Härten der verseilten Querschnitte in einem Durchlaufofen. Das Ergebnis der Fertigung sind Zugelemente aus 7 bis 37 Rovings. Die Tragfähigkeit der verseilten Stäbe hängt von der Anzahl und dem Durchmesser der Rovings ab [42].

Formbewehrung

Eine weitere häufige Anwendungsform von FVW im Betonbau erfolgt in Form von flächenhaften und maschenartigen Strukturen, welche in der Regel als Gelege hergestellt werden. Diese Gelege bestehen aus einzelnen Rovings, welche wiederum aus einigen zehntausend Endlosfasern, (Filamenten) bestehen. Durch die Kombination eines Formgebungsporzesses mit dem Tränkungsprozess werden aus den weichen und textilen Gelegen, stabile Formbewehrungen, welche sich an die Form der Schalung anschmiegen lassen und somit ein hohes Potential für Querschnittsoptimierungen ermöglichen.

FVW	E-Modul GPa	Zugfestigkeit GPa	Bruchdehnung [‰]	Dichte [g/cm³]	Querdehnzahl [-]
CFK	120 bis 580	0,6 bis 3,5	5,0 bis 17,0	1,5 bis 1,6	0,21
AFK	41 bis 125	1,0 bis 2,5	19,0 bis 44,0	1,25 bis 1,40	0,34
GFK	35 bis 60	0,5 bis 1,6	12 bis 31	1,25 bis 2,1	0,30
Betonstahl-B 500	200	0,50	25	7,85	0,20

Tabelle 2.4: Mechanische Eigenschaften von FVW und Betonstahl [37]

2.2.7.4 Materialeigenschaften von FVW-Bewehrungselementen [37]

Mechanische Eigenschaften

Faserverbundwerkstoffe (FVW) bestehen zu 40 - 70 Vol- % aus Verstärkungsfasern, wobei der restliche Anteil aus der Kunststoffmatrix besteht. Aufgrund der geringen Dehnsteifigkeit der Kunststoffmatrix sind bei Belastungen in der Längsrichtung der FVW größtenteils die Verstärkungsfasern für die Lastabtragung verantwortlich. In Querrichtung hingegen, wird das mechanische Verhalten des anisotropen FVW durch die Leistungsfähigkeit der Kunststoffmatrix bestimmt. In der Tabelle 2.4 ist eine Übersicht der zu erwartenden mechanischen Eigenschaften von FVW ersichtlich. Dabei ist zu erkennen, dass der E-Modul von CFK bis zu 580.000 N/mm² erreichen kann. Der E-Modul von AFK bzw. GFK ist mit 125.000 N/mm² bzw. 60.000 N/mm² deutlich geringer als der von Stahl [37]. Im Vergleich dazu ist die Bruchdehnung von AFK bzw. GFK mit bis zu 44 bzw. 31 ‰ deutlich größer als von CFK.
Ähnlich dem Spannungs-Dehnungs-Diagramm der einzelnen Faserwerkstoffe ist das Materialverhalten von FVW unter einer Zugbelastung linear-elastisch. Nach Erreichen der Festigkeit bricht das Material spröde (siehe Abb. 2.18). Interpretiert man das Spannungs-Dehnungs-Diagramm als mathematische Funktion, dann ist das bestimmte Integral (die eingeschlossene Fläche zwischen der Funktion und der Abszisse) hiervon ein Kennwert für die Duktilität des Werkstoffs. Aufgrund der ausgeprägten plastischen Dehnungsreserven ist Betonstahl deshalb als duktil zu beurteilen. Demgegenüber weist das Spannungs-Dehnungs-Diagramm von FVW kein plastisches Fließplateau auf. Aufgrund der hohen Bruchdehnung ist das Materialversagen trotzdem frühzeitig erkennbar, da große Verformungen vor dem Komplettversagen der Konstruktion auftreten.

Zeitstandverhalten von FVW

Die in der Tabelle 2.4 angegeben mechanischen Festigkeiten beziehen sich auf die Kurzzeitfestigkeit. Aufgrund der Alkalität von Beton ist jedoch über einen längeren Betrachtungszeitraum mit Festigkeitsabnahmen zu rechnen. Diese müssen in weiterer Folge auch in das Bemessungsverfahren miteinbezogen werden.
So wurde bei Forschungsuntersuchungen zum Zeitstandverhalten von Arapree-Zugelementen (AFK der Firma AKZO und HBG, Niederlande [8]) erkannt, dass unter einer alkalischen Umgebung, für eine Nutzungsdauer von 100 Jahren, mit einem Abfall der Zugfestigkeit auf bis zu 55% der Kurzzeitfestigkeit zu rechnen ist [23]. Bei GFK-Zugelementen ist, bei einer nicht alkalischen Umgebung, mit einem Abfall der Zugfestigkeit auf bis zu 70% der Kurzzeitfestigkeit zu rechnen [17]. Bei zusätzlichen alkalischen Angriffen fällt die Zugfestigkeit auf ein noch geringeres Festigkeitsniveau. Die chemische Resistenz und das Zeitstandverhalten von CFK Werkstoffen ist hingegen als besonders positiv zu bewerten. Hierbei treten bei einer Betrachtung über einen längeren Zeitraum keine großen Festigkeitsveränderungen auf [8].

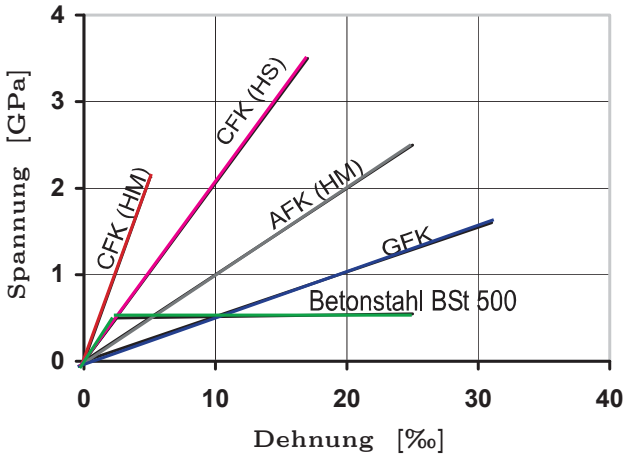


Abbildung 2.18: Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien zwischen FVW und Baustahl (HM - hochmodulige Faser, HS - hochfeste Faser) [37]

Bruchmechanismen [22]

FVW weisen aufgrund ihrer heterogenen Werkstoffstruktur (Verbund aus Verstärkungsfasern und einer Harzmatix) ein anisotropes Materialverhalten auf. Dabei sind folgende Versagensmechanismen bei FVW charakteristisch:

- Faserbruch
- Zwischenfaserbruch (Zfb)
- Delamination

Die angeführten Versagensmechanismen können, abhängig von der Belastung, getrennt oder in einer Kombination dieser auftreten (siehe Abb. 2.19). Die angestrebte Versagensart ist jedoch der Faserbruch, da bei dieser Versagensart die Verstärkungsfasern ihre Zugfestigkeit erreichen, und somit das Material nahezu vollständig ausgelastet wird. Dabei versagen beim Faserbruch nahezu gleichzeitig mehrere Filamente, wodurch es zu einer Lastumlagerung kommt und die Zugkraft über die noch intakten Fasern aufgenommen wird, bis diese auch brechen und somit der FVW endgültig versagt.
Unter Zwischenfaserbruch (Zfb) versteht man eine Trennung des Werkstoffs zwischen den Filamenten, d. h. ein vorwiegendes Versagen der Matrix. In manchen Fällen kann die Versagensfläche auch entlang der Faser-Matrix-Grenzfläche liegen, wodurch es zu einer Rissfortpflanzung entlang des gesamten FVW kommen kann. Die Ursache eines Zwischenfaserbruchs ist vorwiegend auf eine Belastung senkrecht zur Faser rückzuführen.
Das Versagen eines FVW aufgrund von Delamination wird durch eine Trennung zwischen benachbarten unidirektionalen Einzellaminatschichten hervorgerufen. Delamination wird in den meisten Fällen durch Zugspannungen normal zur Laminatfläche oder durch Schubspannungen in der Grenzfläche verursacht.

Brandverhalten

Konstruktionen, bei welchen hohe Brandbeanspruchungen zu erwarten sind, sollten nicht bzw. nur mit zusätzlichen Schutzmaßnahmen mit FVW bewehrt werden [37]. Ein Grund dafür liegt in

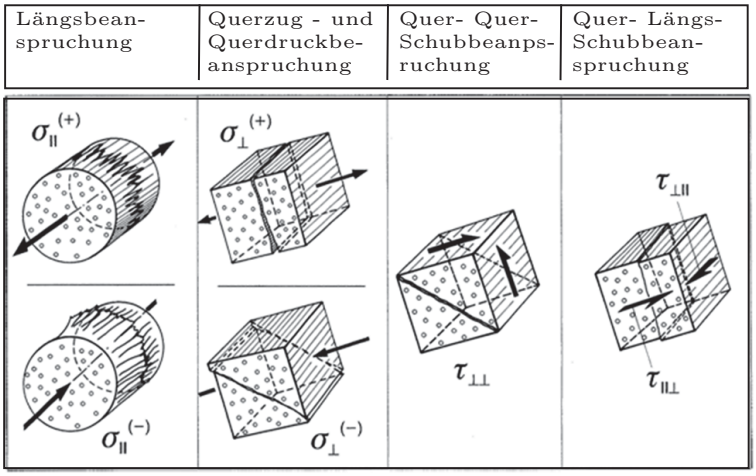


Abbildung 2.19: Versagensarten von FVW aufgrund unterschiedlicher Spannungszustände [22]

der niedrigen Glasübergangstemperatur T_g der Kunststoffmatrix. Im Forschungsbericht von [34] wird beschrieben, dass bei einer Temperaturbeanspruchung von 250°C der Zugfestigkeitsverlust von CFK-Bewehrungen bei mehr als 20% liegt. Bei AFK und GFK beträgt die Abnahme der Zugfestigkeit teilweise 40%.
Eine weitere Schwachstelle von FVW bei einer Brandbeanspruchung ist der Verbund zwischen dem FVW und dem Beton. Hierbei kommt es bereits bei niedrigen Temperaturen zu einem Verlust der Verbundfestigkeit. Bei Versuchen mit Temperaturen von 100°C, und Glasübergangstemperaturen der FVW von 60 - 124°C, wurden Verluste der übertragbaren Verbundspannung von bis zu 20 - 40 % gemessen [28].

Dauerhaftigkeit

Umgebungsbedingungen wie Feuchtigkeit, alkalisches oder saures Milieu, Frost-Tau Wechsel und UV-Strahlung sind die wichtigsten Kriterien zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von FVW [37]. Dabei sind hinsichtlich der Feuchtigkeitsaufnahme Aramidfaserkunststoffe kritisch zu beurteilen. Erläuterungen zu diesem Thema wurden in dieser Arbeit bereits gemacht und können im Kapitel 2.2.4.1 nachgeschlagen werden.
Grundsätzlich lässt sich aber sagen, dass der große Vorteil von FVW im Vergleich zu konventionellem Stahl, die hohe Resistenz gegenüber Korrosion und chemischen Substanzen ist. Dabei haben alle drei FVW (AFK, GFK und CFK) eine gute Beständigkeit gegenüber schwach-sauren Substanzen, wobei die carbonfaserverstärkten Kunststoffe die höchste Widerstandsfähigkeit gegenüber Korrosion und alkalischen Angriffen aufweisen [8]. Dennoch kann es, unter gewissen alkalischen Rahmenbedingungen, zu Entfestigungserscheinungen kommen. Allen voran sind hierbei die Glasfaserkunststoffe zu nennen, deren Alterung in alkalischen Umgebungen äußerst schnell fortschreitend.
Trotz der schon vollbrachten Forschungsarbeit sind noch einige offene Fragen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit zu klären. Das liegt vor allem an der geringen Anzahl an Bauwerken welche älter als 25 Jahre sind. Aus diesem Grund ist es ratsam, Bemessungswerte entsprechend konservativ zu wählen [37].

2.3 TRUHPC - Textile Reinforced Ultra-High Performance Concrete

2.3.1 Idee

In den Kapiteln 2.1 und 2.2 wurden die Materialkonzepte und die Materialeigenschaften von UHPC und FVW ausführlich geschildert. In aller Kürze zusammengefasst lässt sich sagen, dass Ultrahochleistungsbeton aufgrund der hohen Druckfestigkeit ein geeigneter Werkstoff für schlanke Konstruktionen ist und aufgrund des dichten Mikrogefüges in chemisch aggressiven Umgebungen eingesetzt werden kann. Darüber hinaus eignet sich UHPC sehr gut zum Vorspannen von Betonbauteilen, da die eingeleiteten Vorspannkräfte nur eine geringe Übertragungslänge benötigen. Zusätzlich kann UHPC aufgrund der schnellen Festigkeitsentwicklung, in einem jungen Betonalter vorgespannt werden. Dies ermöglicht das effektive Vorspannen im sofortigem Verbund und macht eine Fertigung im Werk wirtschaftlich.
Faserverbundwerkstoffe hingegen haben im Vergleich zu einer konventionellen Betonstahlbewehrungen eine höhere Zugfestigkeit und sind korrosionsbeständig, wodurch die erforderliche Betondeckung reduziert werden kann und ein Einsatz als Bewehrungsbaustoff unter aggressiven chemischen Bedingungen als sinnvoll erachtet wird.
Unter Anbetracht der genannten Eigenschaften der beiden Werkstoffe wurde im Sinne eines ressourcenschonenden Umgangs mit Baustoffen, am Institut für Tragkonstruktionen an der TU Wien das Forschungsprojekt TRUHPC (Textil Reinforced Ultra-High Performance Concrete) eingeleitet. Dabei soll das Potential der beiden Hochleistungswerkstoffe UHPC und FVW im Verbund untersucht werden und die Anwendbarkeit in umfangreichen wissenschaftlichen Untersuchungen nachgewiesen werden.
Das folgende Kapitel soll einen Überblick über die bereits geleistete Forschungsarbeit zum Thema FVW-bewehrte Betonbauteile geben, um aufbauend auf diesen Erkenntnissen relevante Informationen und Erfahrungen für die vorliegende Arbeit zu verwenden.
Dabei sind vor allem die technischen Empfehlungen des American Concrete Institute (ACI) von Interesse. Im Dokument ACI 440R-07 [3], wird das Planen und Dimensionieren von FVW bewehrten Betonbauteilen vorgestellt, wohingehend das Dokument ACI 440.4R-04 [2], das Vorspannen von Betonbauteile mittels FVW, beschreibt.
Ein Verbundwerkstoff, welcher dem Grundkonzept von TRUHPC nahe kommt, ist Textilbeton. Dieser besteht aus hochleistungsfähigen Textilien und hochfestem Feinbeton. Dabei wurden an den technischen Hochschulen in Aachen und Dresden im Zuge von Sonderforschungsbereichen umfangreiche Forschungsarbeiten zum Tragverhalten von Textilbeton betrieben. Ein Höhepunkt der dortigen Forschung ist die im Jahr 2010 fertig gestellte, weltweit längste Textilbetonbrücke in Albstadt (Abb. 2.21) [33].
In einem weiteren Forschungsvorhaben wurde an der RWTH Aachen an einer Kombination von UHPFRC (Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete) und CFK-Bewehrungen geforscht. Hier wurden unter anderem das Verbundverhalten von vorgespannten CFK-Bewehrungen in UHPFRC untersucht.

2.3.2 Textilbeton [12]

Textilbeton, auch als textilbewehrter Beton bezeichnet, wurde in den späten 1990er-Jahren an der RWTH Aachen und an der TU Dresden entwickelt und besteht aus textilen Gelegen (z.B.: AR-Glas oder CFK), welche in Beton eingebettet werden. Aufgrund der relativ engmaschigen Gelege (Rovingabstand zwischen 5 und 20 mm siehe Abb. 2.22, die aktuelle Tendenz am Markt geht in Richtung noch größerer Abstände) kommen aus Gründen einer möglichst gleichmäßigen Durchdringung der Textile ausschließlich Feinbetone zum Einsatz. Diese feinkörnigen Betone

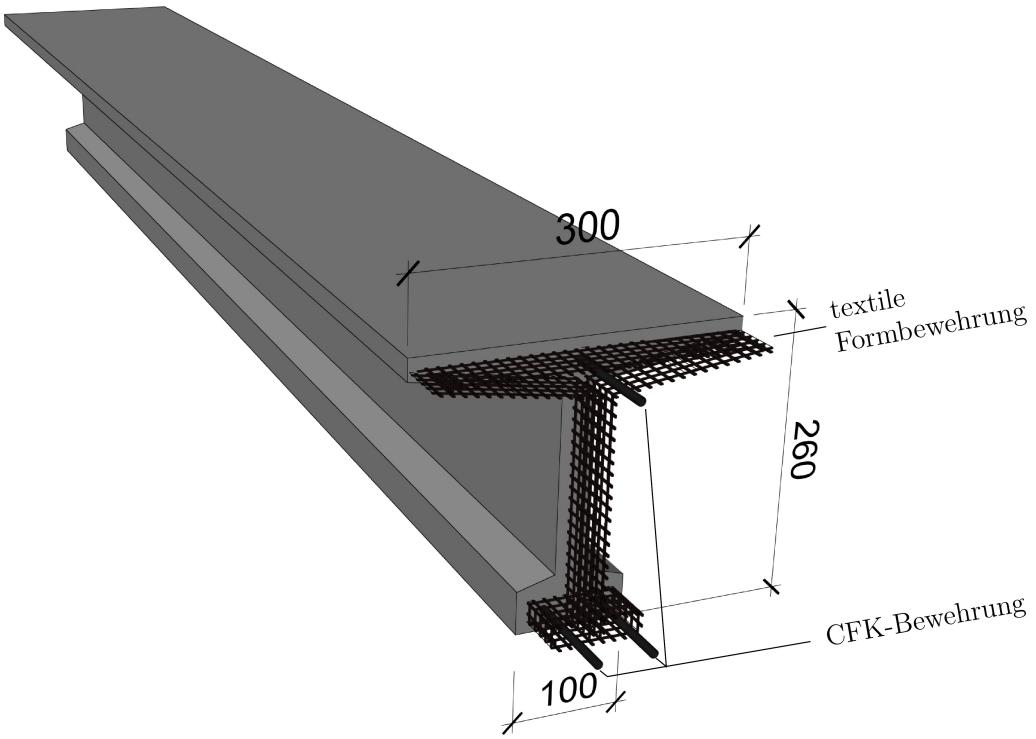


Abbildung 2.20: TRUHPC-Träger - [mm]

haben ein Größtkorn von 1-7 mm und können aufgrund ihres feinen Mikrogefüges und der hohen Festigkeit als hochfeste Betone klassifiziert werden. TRUHPC kann, hinsichtlich der Betonrezeptur und der verwendeten textilen Gelege, als verwandter Werkstoff von Textilbeton angesehen werden.
Die Herstellung von Textilbeton erfolgt entweder durch lagenweises Laminieren oder im Gießverfahren. Derzeit wird Textilbeton hauptsächlich im Bereich der Tragwerksverstärkung (Abb. 2.22) angewendet, wurde aber auch bereits für Brückenneubauten (z.B. Albstadtbrücke, siehe Abb. 2.21) und dünnwandige selbsttragende Fassadenelemente eingesetzt und als funktionstüchtig beurteilt.
Eine erste allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Verstärkungsmaßnahmen mit Textilbeton [4] wurde auf Basis von Forschungsergebnissen der RWTH Aachen und der TU Dresden herausgebracht.

2.3.3 Empfehlungen des American Concrete Institute - FVW bewehrte und vorgespannte Betonbauteile [2],[3]

Das ACI Dokument ACI 440R-07 [3] gibt einen Überblick über die historische Entwicklung von FVW, beschreibt ihre wichtigsten Materialeigenschaften und informiert über den derzeitigen Stand der Technik zum Planen und Bemessen von FVW-bewehrten Betonbauteilen. Darüber hinaus weisen die Autoren des ACI Dokuments auf offene, noch nicht vollständig untersuchte Forschungsthemen hin.
Für die vorliegende Masterarbeit sind vor allem die Formeln zur Abschätzung der Übertragungslänge von vorgespannten FVW eine wichtige Grundlage. Dabei werden, abhängig vom Bewehrungsdurchmesser, zu erwartende Bandbreiten von Übertragungslängen aufgelistet (siehe

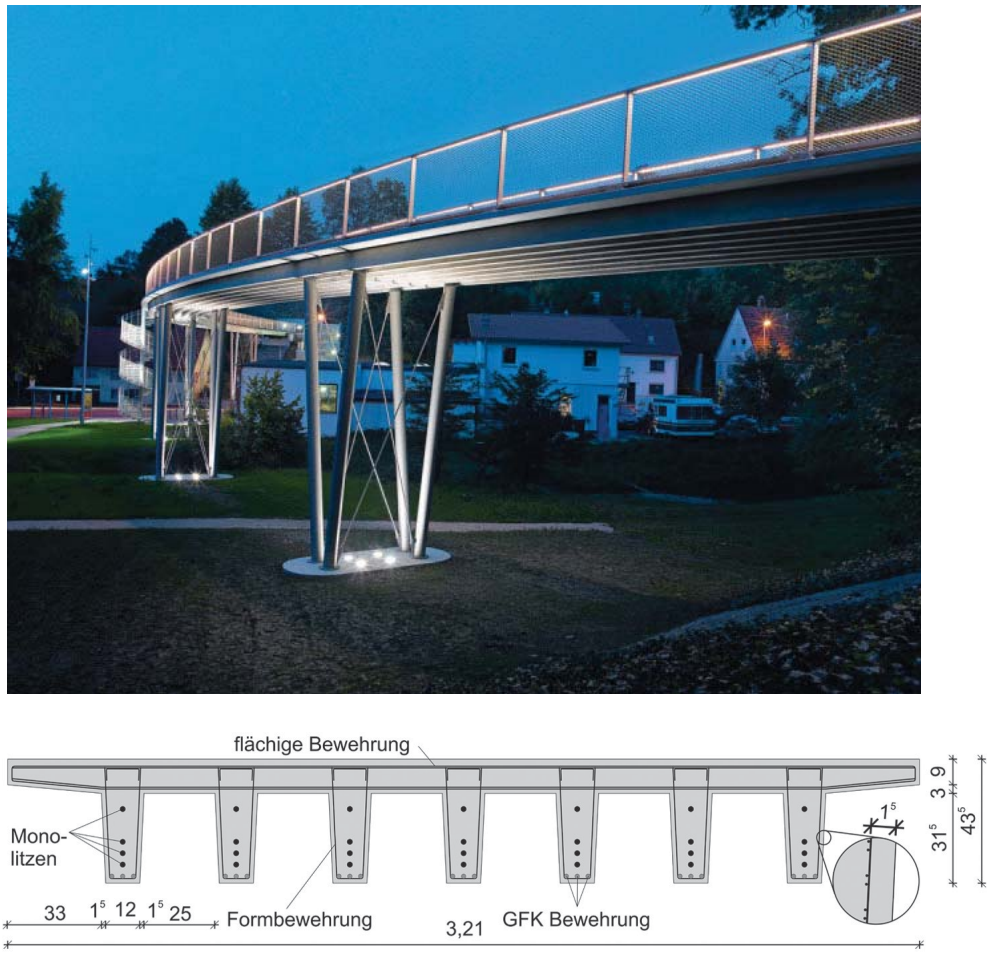


Abbildung 2.21: Ansicht und Querschnitt der Fußgängerbrücke in Albstadt [33]

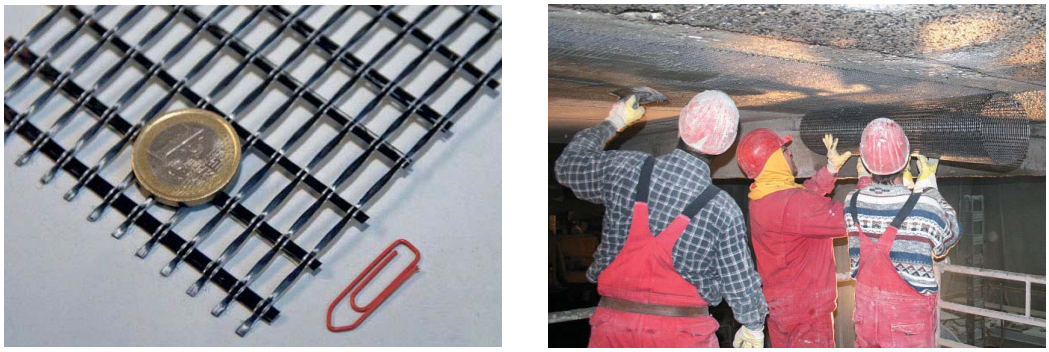


Abbildung 2.22: Links: Maßstabsvergleich eines CFK Textils, Rechts: Einbringung einer Textillage in frische Feinbetonschicht [12]

Material	Type	Durchmesser d_b [mm]	E-Modul [GPa]	Zugfestigkeit [MPa]	Übertragungslänge/ Durchmesser l_t/d_b
Aramid	Arapree	10,0	127,6	2450	16 ÷ 50
Carbon	Leadline	7,9	149,6	1980	50 ÷ 80
Carbon	CFCC	8,3	137,2	2220	50
Stahllitze	siebendrähtig	12,7	195,0	1860	50 ÷ 60

Tabelle 2.5: Übertragungslängen unterschiedlicher FVW [2],[3]

Tabelle 2.5). Im Rahmen der Masterarbeit ist von Interesse, wie groß der Einfluss des UHPC auf die Übertragungslänge ist und wie groß die Abweichungen von den ACI Empfehlungen sind.
Die ACI Dokumente beinhalten auch Beispiele bereits realisierter Projekte. Eines davon ist die im Jahr 1993 errichtete, mit FVW vorgespannte Beddington Trail Bridge. Ein weiteres umgesetztes Projekt ist die 2003 fertiggestellte Bridge Street Bridge, dessen Brückenhauptträger mit internen und externen CFK Kabeln vorgespannt wurden. Im folgenden Kapitel werden diese beiden Brückentragwerke vorgestellt.

2.3.4 Erste Anwendung von Betonbauteilen mit FVW-Spanngliedern in Nordamerika

2.3.4.1 Beddington Bridge [3]

Eines der ersten Projekte, bei der das Brückentragwerk mit CFK-Bewehrungen vorgespannt wurde, erfolgte in den 90er-Jahren in Kanada. Die Beddington Trail Bridge, welche 1993 errichtet wurde, ist eine über zwei Felder vorgespannte Balkenbrücke. Beide Brückenfelder bestehen aus je 13 vorgefertigten Spannbetonträgern, wobei sechs Träger mittels CFK-Spanngliedern vorgespannt wurden (siehe Abb. 2.23).
Zum Vorspannen der Brückenträger wurden zwei unterschiedliche Methoden angewendet. Vier der sechs Träger wurden mit CFK Kabeln der Firma Tokyo Rope und die verbleibenden zwei Träger mittels Leadline CFK Stäben der Firma Mitsubishi Kasei vorgespannt. Zum tatsächlichen Vorspannvorgang ist zu sagen, dass die FVW Spannglieder über Kopplungssysteme mit üblichen Stahllitzen verbunden wurden. Dies ermöglichte den Einsatz der im Bauwesen üblichen Vorspannpressen (siehe Abb. 2.24).

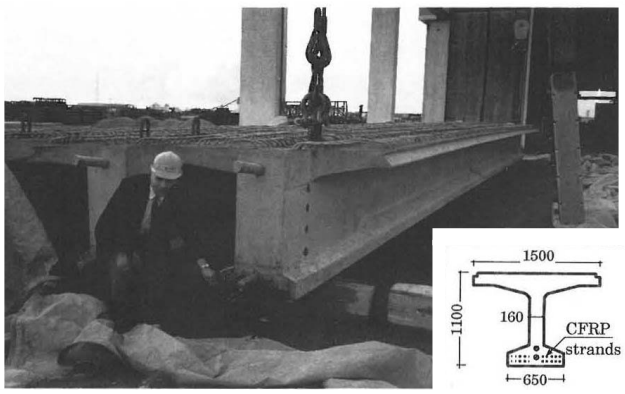


Abbildung 2.23: Beddington Trail Bridge [40]

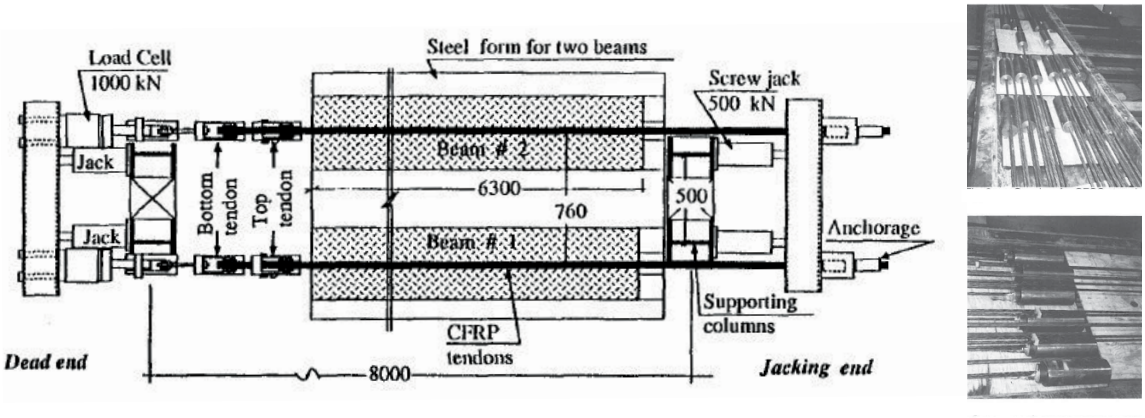


Abbildung 2.24: Beddington Trail Bridge - Vorspannkrafteinleitung und Kopplung der Spannglieder [40], [26]

2.3.4.2 Bridge Street Bridge [24]

Die Bridge Street Bridge in Southfield, Michigan, wurde 2003 errichtet und war zum Zeitpunkt der Errichtung die erste mit FVW vorgespannte Brücke in den Vereinigten Staaten. Die über drei Felder gespannte Brücke hat für die beiden Richtungsfahrbahnen getrennte, von einander unabhängig wirkende Tragwerke. Dabei wurde das Tragwerk A mit Stahllitzen vorgespannt, hingegen das Tragwerk B ausschließlich mit internen und externen FVW Spanngliedern vorgespannt wurde (Abb. 2.25). Die Vorspannung erfolgte in Längs- und Querrichtung mit CFK Kabeln der Firma Tokyo Rope und mit CFK Leadline Stäben der Firma Mitsubishi Kasei.



Abbildung 2.25: Bridge Street Bridge - Ansicht der externen Vorspannkabel [24]

2.3.5 CFK-Spannbewehrung in UHPFRC [45]

Im Rahmen des Schwerpunktprogramms SPP 1542 “Leicht Bauen mit Beton” der deutschen Forschungsgemeinschaft wurde am Institut für Massivbau der RWTH Aachen das Verbundverhalten von im sofortigem Verbund vorgespannten UHPFRC (Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete) Bauteilen untersucht. Dabei widmete sich das Forschungsteam unter der Leitung von *Stark* und *Hegger* [45] der Untersuchung von mit CFK-Litzen vorgespannten UHPFRC Schalen, mit dem Ziel, Konstruktionen mit möglichst geringen Betondeckungen zu entwickeln.
Die Betondeckung ist nicht nur für die Dauerhaftigkeit, sondern auch für die Verbundübertragung der Vorspannkräfte entscheidend. Der Fokus der Forschungsarbeit lag darin, eine möglichst rissfreie Einleitung der Vorspannkräfte zu ermöglichen, bei gleichzeitger Reduzierung der Betondeckung auf ein Mindestmaß.
Die in der Fachzeitschrift Betonbau- und Stahlbetonbau veröffentlichten Pull-Out und Lasteinleitungsversuche (Abb. 2.26) dienten als wichtige Grundlage für die vorliegende Masterarbeit. Die Versuchsergebnisse können jedoch nicht direkt übertragen werden, da sich die Betonrezeptur der TU Wien (UHPC) mit jener der RWTH Aachen (UHPFRC) aufgrund der Zugabe von Kurzfasern unterscheidet. Durch die Zugabe von Kurzfasern wird die Biegezugfestigkeit und damit auch die Verbundfestigkeit erhöht, wodurch ein direkter Vergleich nicht möglich ist.

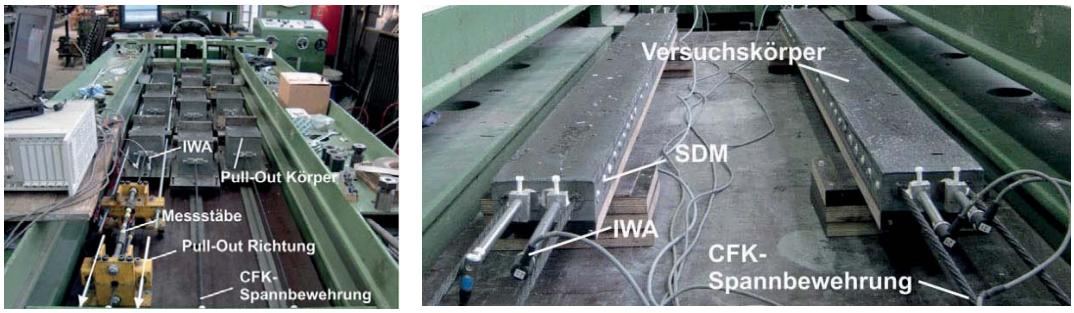


Abbildung 2.26: Links: Pull-Out Versuche, Rechts: Lasteinleitungsversuche [45]

Kapitel 3

Vorspannungskonzept

3.1 Warum Vorspannen?

Im Zuge von Bauteiluntersuchungen ist eine umfangreiche Versuchsserie mit filigranen UHPC-Trägern geplant. Im Rahmen der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Vargas Belaunde [6] am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wurden numerische Berechnungen zum Tragverhalten dieser TRUHPC-Trägern durchgeführt. Aus seinen Berechnungen ging hervor, dass rein schlaff bewehrte TRUHPC-Träger bei geringen Belastungen die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen nicht erfüllen können. Um dem entgegen zu wirken und um den Hochleistungswerkstoff TRUHPC effektiver auszunutzen, sollen die Träger vorgespannt werden. In der vorliegenden Arbeit wurde ein Vorspannungskonzept entwickelt, und die Vorspannkräfte und die Spannkraftverluste für eine geplante Versuchsserie ermittelt. Zusätzlich dazu wurden Spannungsnachweise an den kritischen Trägerstellen abhängig von der Belastungsgeschichte geführt und abschließend das Rissmoment (M_{cr}) für einen 4-Punkt-Biegeversuch zum Zeitpunkt der geplanten Biegeversuche ermittelt.

3.2 Randbedingungen

3.2.1 Allgemeines

3.2.1.1 Gegebenheiten vor Ort

Vorgesehen ist es die TRUHPC-Träger im Werk des Industriepartners SW-Umwelttechnik in Lienz vorzuspannen. Das Vorspannen erfolgt im Spannbettverfahren (Vorspannen mit sofortigem Verbund), wobei das zur Verfügung gestellte Spannbett 25 m lang ist. Dadurch können pro Vorspannzyklus jeweils zwei TRUHPC-Träger gleichzeitg vorgespannt werden. Die verwendeten CFK-Spannglieder werden mit Stahllitzen gekoppelt wodurch handelsübliche Pressen- und Verankerungssysteme verwendet werden können. Die Entwicklung der Kopplungseinheiten ist Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien und wird in dieser Arbeit nicht näher beschrieben. Abbildung 3.1 zeigt eine schematische Darstellung der TRUHPC-Träger im Spannbett. Auf Grund des geringen Abstandes zwischen den CFK-Stäben im Untergurt des UHPC Trägers (siehe Abb. 3.2) müssen die Kopplungen versetzt angeordnet werden.

3.2.1.2 Information zur Berechnung

Für die Berechnung der Spannkraftverluste zufolge Kriechen, Schwinden und Relaxation wurden der Eurocode 2 [16] und das Betonbau 2 Vorlesungsskriptum [30], sowie die Empfehlungen des ACI [2] in Bezug auf FVW angewendet. Die gesamte vorliegende Berechnung wurde mittels Excel programmiert. Die wichtigsten Eingabeparameter dabei sind die Materialeigenschaften, die Belastungsgeschichte, und die Querschnitts- und Trägerabmessungen. Zu den Berechnung der Spannkraftverluste ist weiters zu sagen, dass die Kopplungen als starr betrachtet werden und

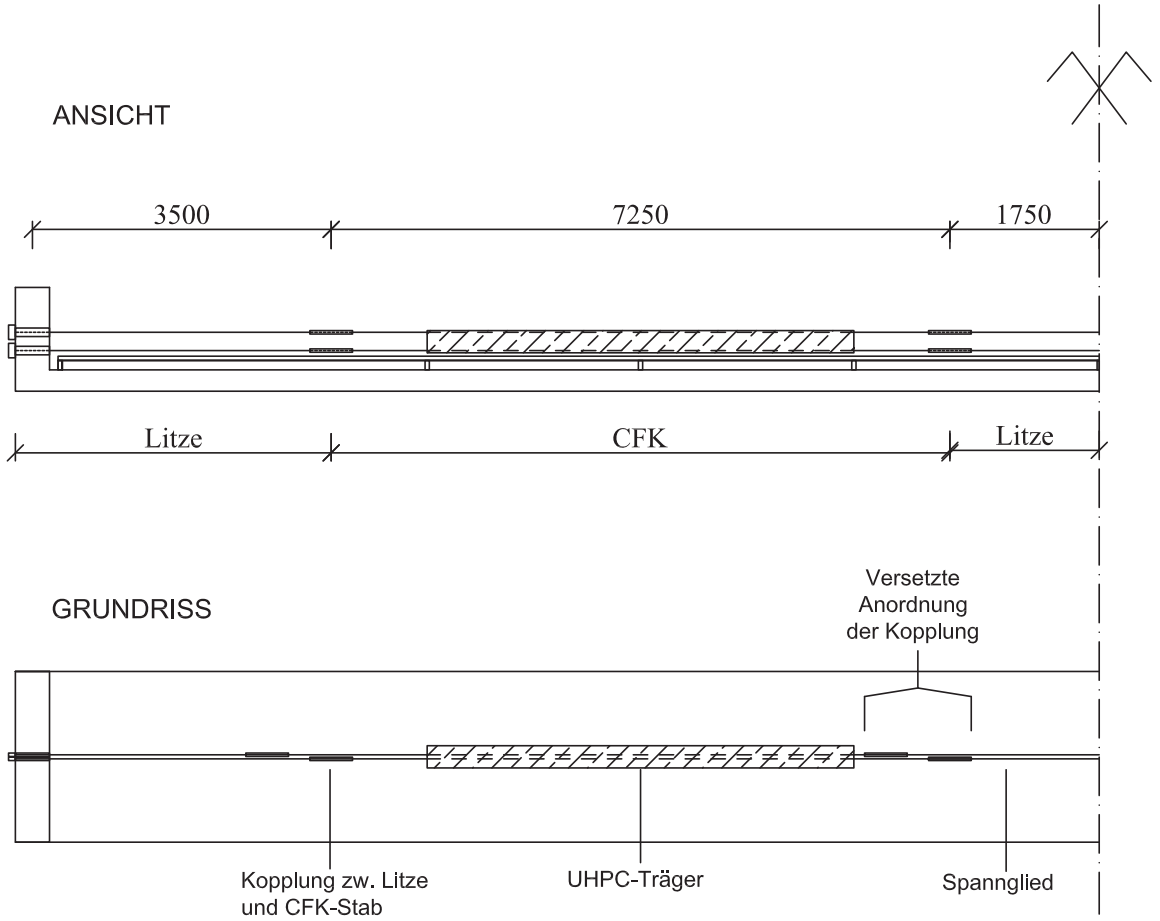


Abbildung 3.1: Vorspannungskonzept - schematische Darstellung des Aufbaus

bis zum Umsetzten der Vorspannkraft keine Relaxiationsverluste an diesen Verbindungspunkten auftreten. Die Längenabmessungen in den Abbildungen dieses Kapitels sind in Millimeter.

3.2.2 Querschnittsgeometrie und statisches System

In der Abbildung 3.2 sind die Abmessungen des textil bewehrten Querschnitts dargestellt. Die Lage der Spannglieder im Ober- und Untergurt bleibt über die gesamte Länge konstant. Der Träger wirkt ab dem Zeitpunkt des Vorspannens über eine Spannweite von 5,0 m als statisch bestimmter Einfeldträger (siehe Abb. 3.3 oben). Beim Verhebevorgang aus der Schalung wirkt der Träger als ein beidseitig auskragender Einfeldträger (siehe Abb. 3.3 unten).

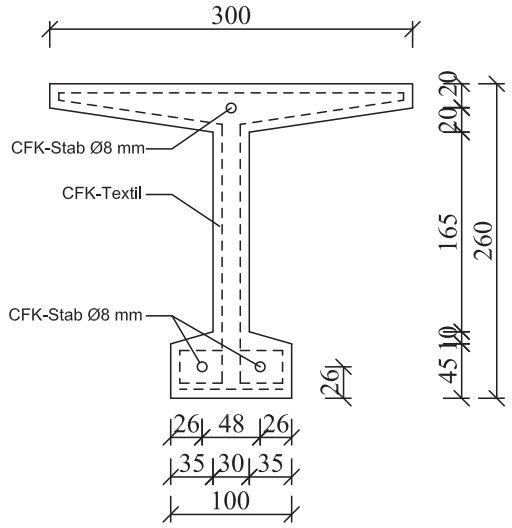


Abbildung 3.2: Querschnittsgeometrie

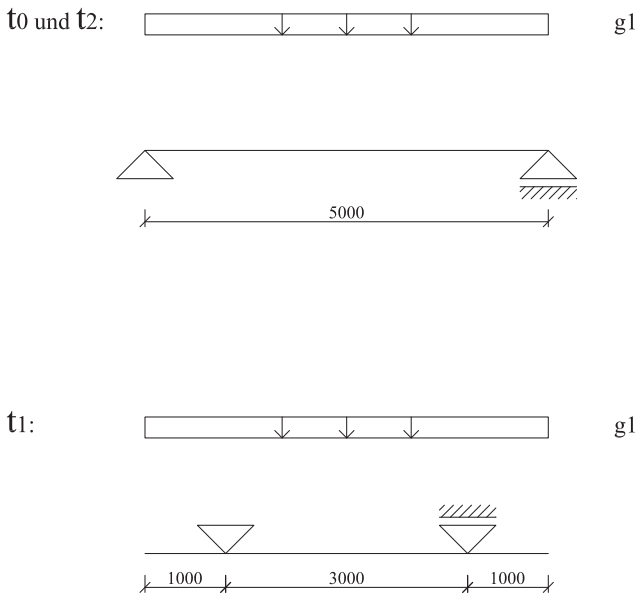


Abbildung 3.3: Statisches System abhängig vom Betrachtungszeitpunkt

Einfeldträger	g_k	t_0	2,0 Tage	48h
Einfeldträger mit beidseitiger Auskragung	g_k	t_1	2,08 Tage	50h
Einfeldträger	g_k	t_0	28,0 Tage	672h

Tabelle 3.1: Übersicht des statischen Systems in Abhängigkeit des Betonalters

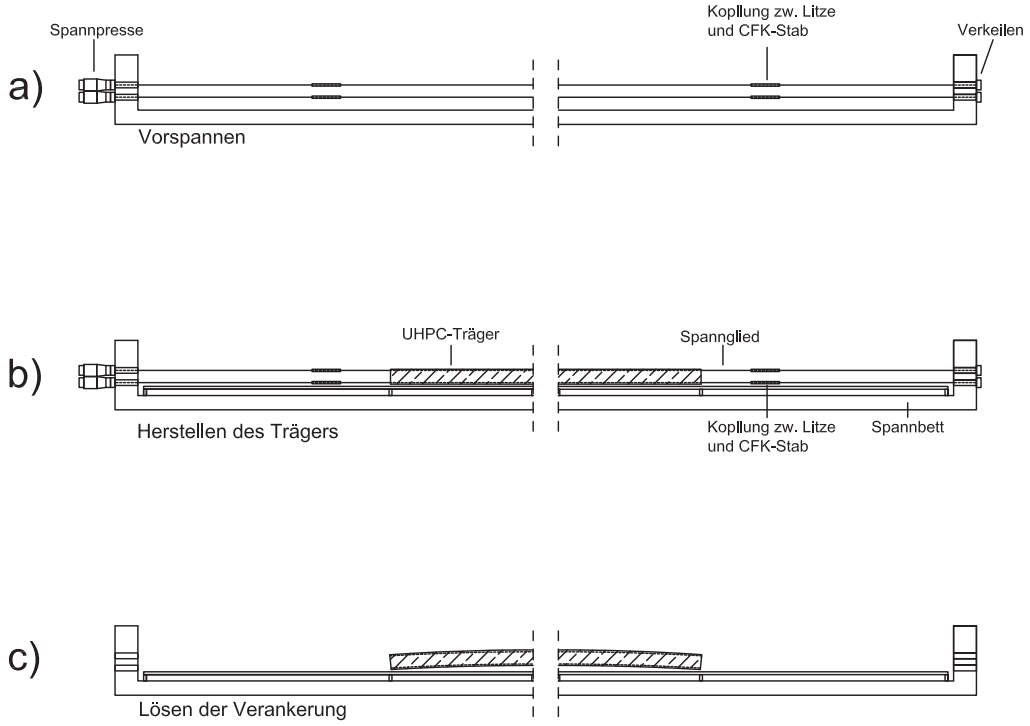


Abbildung 3.4: Vorspannen der Träger in sofortigem Verbund

3.2.3 Lasten und Belastungsgeschichte

Der UHPC-Träger wird durch sein Eigengewicht belastet. Dieses wirkt ab dem Zeitpunkt t_0 der Spannkrafteinleitung. Nach ausreichender Härtung wird der Träger zum Zeitpunkt t_1 aus der Schalung gehoben um zum Zeitpunkt t_2 auf Biegung beansprucht.

Die Belastungsgeschichte gliedert sich wie folgt:

- $t_{initial} = 0$ Tage: Aufbringen der Spannbettvorspannung σ_{VSP} (Abb. 3.4.a)
- $t_0 = 2,0$ Tage $= 48,0$ Stunden: Lösen der Verankerung und Umsetzten der Spannkraft auf den UHPC-Träger (das Eigengewicht des Trägers wird durch das Vorspannen aktiviert) (Abb. 3.4.c)
- $t_1 = 2,08$ Tage $= 50,0$ Stunden: Verheben des Trägers aus der Schalung
- $t_2 = 28,0$ Tage $= 672,0$ Stunden: Versuchsdurchführung der Träger

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird der Zeitpunkt t_0 folgendermaßen unterteilt:

- $t_0{}^v$: Unmittelbar VOR Lösen der Verankerung und Umsetzten der Spannkraft

- $t_0{}^n$: Unmittelbar NACH Lösen der Verankerung und Umsetzten der Spannkraft

3.2.4 Baustoffe

3.2.4.1 UHPC

Mischrezeptur

Aufgrund der hohen Schwinddehnungen von UHPC, der Dehnungsbehinderung durch die Schalung und der hohen Schlankheit des Querschnitts besteht die Gefahr von Rissbildungen im Laufe der Betonhärtung. Aus diesem Grund wurden der UHPC-Mischrezeptur schwindreduzierende Zusatzmittel beigemengt. Die Zusammensetzung des UHPC erfolgte durch Dipl. Ing. Dr. techn. Johannes Kirnbauer, Institut für Hochbau und Technologie der TU Wien.

Festigkeitswerte

Die in der Tabelle 3.2 vorliegenden Festigkeitswerte wurden nach der Prüfnorm EN 12390-5 [38] zur Bestimmung der Biegezugspannungen und Würfeldruckfestigkeiten bestimmt. Dabei wird durch einen 3-Punkt-Biegeversuch an einem Betonprisma die Biegezugspannung, und anschließend an einem Betonwürfel die Betondruckspannung bestimmt.

	$t_2 = 28d = 672h$
f_{ck}	$140,66\,MPa$
$f_{ck,cube}$	$159,30\,MPa$
f_{cm}	$148,66\,MPa$
f_{ctm}	$11,63\,MPa$
E_{cm}	$60.325,03\,MPa$
γ_{UHPC}	$25,0\,kN/m^3$

Tabelle 3.2: Festigkeitseigenschaften des UHPC

Kriechen und Schwinden

Kriechzahlen:
Die für die Berechnung verwendete Kriechzahl stammt aus der französischen Richtlinie AFGC/-SETRA [39]. In diesem Dokument wird die Kriechzahl von UHPC mit $\varphi(t_\infty, t_0) = 0,8$ definiert. Um die Kriechzahl $\varphi(t_{2=28d}, t_0)$ zu berechnen wurde die genaue Ermittlung nach ÖNORM EN 1992-1-1, Anhang B durchgeführt. Die detaillierte Berechnung dazu ist im Anhang dieser Diplomarbeit zu finden.

$$\begin{aligned}\varphi(t_1, t_0) &= 0,00\\ \varphi(t_{2=28d}, t_0) &= 0,44\\ \varphi(t_\infty, t_0) &= 0,80\\ \varphi(t_\infty, t_1) &= 0,80\end{aligned}$$

Schwinddehnungen:
Für die verwendete UHPC-Mixtur wurden durch Dipl. Ing. Dr. techn. Johannes Kirnbauer Schwinddehnmessungen an Schwindzylindern durchgeführt. Die dabei gemessenen Schwinddehnungen sind in der Tabelle 3.3 dargestellt.

	autogene Schwindd.	Trocknungsschwindd.	gesamt Schwindd.
	ϵ_{ca}	ϵ_{cd}	$\epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = \epsilon_{cs}$
$\epsilon_{cs}(t_{0=48h})$	$-7,17 \cdot 10^{-4}$	$-1,95 \cdot 10^{-4}$	$-9,12 \cdot 10^{-4}$
$\epsilon_{cs}(t_{1=50h})$	$-7,17 \cdot 10^{-4}$	$-2,00 \cdot 10^{-4}$	$-9,17 \cdot 10^{-4}$
$\epsilon_{cs}(t_{2=28d})$	$-7,17 \cdot 10^{-4}$	$-4,17 \cdot 10^{-4}$	$-11,3 \cdot 10^{-4}$
$\epsilon_{cs}(t_{\infty})$	$-7,17 \cdot 10^{-4}$	$-4,17 \cdot 10^{-4}$	$-11,3 \cdot 10^{-4}$

Tabelle 3.3: Ergebnisse der Schwinddehnungsmessungen

Begrenzung der Betonspannungen

Um die Entstehung von Längsrissen zum Zeitpunkt des Vorspannens t_0 [n] zu verhindern, müssen die Betondruckspannungen begrenzt werden. Der Eurocode [16] schreibt folgenden Grenzwert vor:

$$f\ddot{u}r\ t \geq 28\ Tage: \quad \sigma_c \leq k_1 \cdot f_{ck}(t) = 0,6 \cdot f_{ck}(t) \qquad (\text{ÖN EN 1992-1-1, 7.2(2)})$$

3.2.4.2 CFK-Bewehrung

Materialkennwerte

$$f_u = 2000,0\,MPa$$
$$E_{cfk} = 160.000,0\,MPa$$
$$A_{cfk,8mm} = \frac{8^2}{4} \cdot \pi = 50,27\,mm^2$$
$$A_{cfk,10mm} = \frac{10^2}{4} \cdot \pi = 78,54\,mm^2$$

Die Materialkennwerte zur CFK-Bewehrung stammen vom Hersteller S&P Clever Reinforcement Company AG.

Begrenzung der CFK-Spannung

Lt. ACI 440.4R-04 [2] darf die Spannung nach Umsetzen der Vorspannkraft in einem CFK Spannglied nicht höher als 60 % der Bruchfestigkeit f_u sein. Bei einem Spannglied mit einem Durchmesser von 8 mm ergibt das eine Vorspannkraft von $A_{cfk,8mm} \cdot f_u = 50,27 \cdot 2000,0 \cdot 0,6 = 60.318,58\,N$.

3.2.4.3 Spannstahl: Y1860S7-15,7

Materialkennwerte

$$f_{pk} = 1.860,0\ MPa$$
$$f_{p0,1k} = 0,9 \cdot f_{pk} = 0,9 \cdot 1.860,0 = 1674,0\ MPa \quad \text{(ÖN EN 1992-1-1, 3.3.6 (7))}$$
$$E_{Litze} = 195.000,0\ MPa \quad \text{(ÖN EN 1992-1-1, 3.3.6 (3))}$$
$$A_{p,Litze} = 150\ mm^2/Litze$$
Relaxationsklasse 2 (ÖN EN 1992-1-1, 3.3.2 (6))

Begrenzung der Litzenspannung

Die Querschnittsfläche der Litzen (150 mm²) ist um rund das dreifache größer als die der CFK-Stäbe (50,27 mm²). Darüber hinaus wird die Vorspannkraft anhand einer möglichst maximalen Auslastung der CFK-Stäbe gewählt ($0.6 \cdot f_u$). Aus diesen Gründen werden die Spannungen der Litzen weit unter der Fließgrenze sein, wodurch ein Nachweis der Spannungsbegrenzung nicht notwendig ist.

3.2.5 Querschnittswerte

3.2.5.1 Bruttoquerschnittswerte

Die Bruttoquerschnittswerte wurden mithilfe der Software Dlubal-RFEM 5.07 ermittelt und sind in der Tabelle 3.4 dargestellt.

Flächeninhalt	$A_{c,B}$	$194,0\,cm^2$
Lage der Schwerachse, obere Faser	$z_{co,B}$	101,1 mm
Lage der Schwerachse, untere Faser	$z_{cu,B}$	158,9 mm
Lage der Schwerachse, obere Spannglied	$z_{cpo,B}$	81,1 mm
Lage der Schwerachse, untere Spannglied	$z_{cpu,B}$	132,9 mm
Trägheitsmoment	$I_{c,B}$	$17.388,71\,cm^4$

Tabelle 3.4: Bruttoquerschnittswerte des Trägers

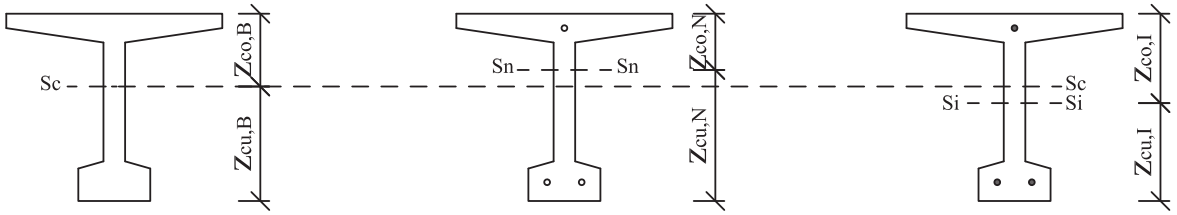


Abbildung 3.5: Querschnittswerte

3.2.5.2 Netto Querschnittswerte

Die Nettoquerschnittswerte ergeben sich abzüglich der CFK-Stäbe.

$$\begin{aligned} A_{cu,N} &= A_{c,B} - A_{P,CFK} \cdot 2 \\ &= 194,0 \cdot 10^2 - 50,27 \cdot 2 = 19.299,47\, mm^2 \end{aligned} \tag{3.1}$$

$$\begin{aligned} z_{pu,N} &= \frac{A_{c,B}}{A_{cu,N}} \cdot z_{pu,B} \\ &= \frac{194,0 * 10^2}{19.299,47} \cdot 132,90 = 133,59\, mm \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_{cu,N} &= I_{c,B} + A_{c,B} \cdot (z_{pu,N} - z_{pu,B})^2 - A_{pu} \cdot z_{pu,N}^2 \\ &= 17.388,71 \cdot 10^4 + 19.400,0 \cdot (133,59 - 132,9)^2 - (50,27) \cdot 2 \cdot 133,59^2 \\ &= 172.102.231,68\, mm^4 \end{aligned} \tag{3.2}$$

$$\begin{aligned} A_{c,N} &= A_{c,B} - A_{P,CFK} \cdot 3 \\ &= 194,0 \cdot 10^2 - 50,27 \cdot 3 = 19.249,20\, mm^2 \end{aligned} \tag{3.3}$$

$$\begin{aligned} z_{po,N} &= \frac{A_{cu,N}}{A_{c,N}} \cdot ((z_{pu,N} - z_{pu,B}) + z_{po,B}) \\ &= \frac{19.299,47}{19.249,20} \cdot ((133,59 - 132,90) + (-81,1)) \\ &= -80,62\, mm \end{aligned} \tag{3.4}$$

$$\begin{aligned} I_{c,N} &= I_{cu,N} + A_{c,B} \cdot (z_{po,N} - z_{po,B})^2 - A_{p,o} \cdot z_{po,N}^2 \\ &= 17.2102.231,68 + 19.400,0 \cdot (-80,62 - (-81,10))^2 - (50,27) \cdot (-80,62)^2 \\ &= 171.780.058,5\, mm^4 \end{aligned} \tag{3.5}$$

$$W_{cu,N} = \frac{I_{c,N}}{z_{cu,N}} = \frac{171.780.058,5}{159,38} = 1.077.786,2\, mm^3 \tag{3.6}$$

$$W_{co,N} = \frac{I_{c,N}}{z_{co,N}} = \frac{171.780.058,5}{-100,62} = -1.707.255,0\, mm^3 \tag{3.7}$$

3.2.5.3 Ideelle Querschnittswerte

Die ideellen Querschnittswerte sind abhängig vom E-Modul des UHPC zum betrachtetem Zeitpunkt. Der E-Modul nach 28d Betonalter ist im Zuge der Würfeldruckversuche ermittelt worden. Versuchsergebnisse für die E-Module zu einem jüngeren Betonalter ($E_{cm,t0=48h}, E_{cm,t1=50h}$) wurden nicht durchgeführt, wobei für die vorliegende Arbeit $E_{cm,t0=48h} = 45.000 MPa, E_{cm,t1=50h} = 45.000 MPa$ geschätzt wurde. Die späteren Berechnungen zu den ideellen Querschnittswerten werden zeigen, dass sich diese abhängig vom Betonalter um lediglich 1,0 % unterscheiden. Somit wird der Fehler, verursacht durch die Annahme der E-Module, als gering erachtet.

$$\alpha_{p(t=48h)} = \frac{E_{cfk}}{E_{cm,48h}} = \frac{160.000}{45.000} = 3,56 \tag{3.8}$$

$$\alpha_{p(t=50h)} = \frac{E_{cfk}}{E_{cm,50h}} = \frac{160.000}{45.000} = 3,56 \tag{3.9}$$

$$\alpha_{p(t=28d)} = \frac{E_{cfk}}{E_{cm,28d}} = \frac{160.000}{60.325,03} = 2,65 \tag{3.10}$$

$$\begin{aligned} A_{cu,I} &= A_{c,B} + (\alpha_{p(t=48h)} - 1) \cdot A_{p,u} = A_{c,B} \cdot (\alpha_{p(t=48h)} - 1) A_{p,CFK} \cdot 2 \\ &= 19.400,00 + (3,56 - 1) \cdot 50,27 \cdot 2 = 19.656,91\, mm^2 \end{aligned} \tag{3.11}$$

$$\begin{aligned} z_{pu,I} &= \frac{A_{c,B}}{A_{cu,I}} \cdot z_{pu,B} \\ &= \frac{19.400,00}{19.656,91} \cdot 132,90 = 131,16\, mm \end{aligned} \tag{3.12}$$

$$\begin{aligned} I_{cu,I} &= I_{c,B} + A_{c,B} \cdot (z_{pu,I} - z_{pu,B})^2 - (\alpha p - 1) \cdot A_{p,u} \cdot z_{pu,I}^2 \\ &= 17.388,71 \cdot 10^4 + 19.400,0 \cdot (131,16 - 132,90)^2 - (3,56 - 1) \cdot 50,27 \cdot 2 \cdot 131,16^2 \\ &= 178365486,4\, mm^4 \end{aligned} \tag{3.13}$$

$$\begin{aligned} A_{c,I} &= A_{c,B} + (\alpha_{p(t=48h)} - 1) \cdot A_{p,u+o} = A_{c,B} \cdot (\alpha_{p(t=48h)} - 1) A_{p,CFK} \cdot 3 \\ &= 19.400,00 + (3,56 - 1) \cdot 50,27 \cdot 3 = 19.785,37\, mm^2 \end{aligned} \tag{3.14}$$

$$\begin{aligned} z_{po,I} &= \frac{A_{cu,I}}{A_{c,I}} \cdot ((z_{pu,I} - z_{pu,B}) + z_{po,B}) \\ &= \frac{19.656,91}{19.785,37} \cdot ((131,16 - 132,90) + (-81,10)) = -82,30\, mm \end{aligned} \tag{3.15}$$

$$\begin{aligned} I_{c,I} &= I_{cu,I} + A_{c,B} \cdot (z_{po,I} - z_{po,B})^2 - (\alpha p - 1) \cdot A_{p,o} \cdot z_{po,I}^2 \\ &= 178365486,4 + 19.400,0 \cdot (-82,30 - (-81,10))^2 - (3,56 - 1) \cdot 50,27 \cdot -82,30^2 \\ &= 179263437,0\, mm^4 \end{aligned} \tag{3.16}$$

		t_{48h} & t_{50h}	t_{28d}
α_t	$[-]$	3,56	2,65
$A_{c,I}$	$[mm^2]$	$19.785,37mm^2$	$19.649,16mm^2$
$z_{pu,I}$	$[mm]$	$131,70mm$	$132,12mm$
$z_{po,I}$	$[mm]$	$-82,30mm$	$-81,88mm$
$I_{c,I}$	$[mm^4]$	$179263437,0mm^4$	$177364698,7mm^4$
$W_{cp,u,I}$	$[mm^3]$	$1361141,20mm^3$	$1342458,61mm^3$
$W_{cp,o,I}$	$[mm^3]$	$-2178192,73mm^3$	$-2166135,73mm^3$
$W_{cu,I}$	$[mm^3]$	$1136731,04mm^3$	$1121714,38mm^3$
$W_{co,I}$	$[mm^3]$	$-1752345,11mm^3$	$-1740905,86mm^3$

Tabelle 3.5: Querschnittswerte in Abhängigkeit des Betonalters

Die Berechnung der ideellen Querschnittswerte zum Zeitpunkt t_{50h} und t_{28d} erfolgte analog. Eine Zusammenstellung der Querschnittswerte ist in der Tabelle 3.5 dargestellt.

3.2.6 Schnittgrößen

3.2.6.1 Übertragungslänge

Für die Abschätzung der Übertragungslänge wurde auf die ACI-Empfehlungen [2] Bezug genommen. Hierbei ist aber zu sagen, dass sich die ACI-Empfehlungen auf normalfesten Beton beziehen und die tatsächlichen Übertragungslängen für UHPC voraussichtlich kürzer sind. Die folgende Bandbreite zur Übertragungslänge wird dabei empfohlen:

	Übertragungslänge/Durchmesser	∅ 8mm
Carbon	50 bis 80	400 mm bis 640 mm

Tabelle 3.6: Übertragungslängen

Entsprechend des Flächeninhalts und der UHPC-Wichte aus Kapitel 3.2.4 lässt sich die Streckenlast folgendermaßen berechnen: $g_{1,k} = \gamma_c \cdot A_{c,B} = 25,0 \cdot 194,0 \cdot 10^{-4} = 0,485\,kN/m$.

3.2.6.2 Moment in Feldmitte zufolge Eigengewicht $g_{1,k}$ zum Zeitpunkt t_0

$$\begin{aligned} l_1 &= 5,0\,m \mathrel{\hat{=}} \text{Spannweite des Trägers} \\ M_{g1,k,Feld,t_0} &= \frac{g_{1,k} \cdot l_1^2}{8} = \frac{0,485 \cdot 5,0^2}{8} = 1,52\,kNm \mathrel{\hat{=}} 1.515.625\,Nmm \end{aligned} \tag{3.17}$$

3.2.6.3 Moment an der Stelle der Übertragungslänge $l_{pt} = 640mm$ zufolge Eigengewicht $g_{1,k}$ zum Zeitpunkt t_0

$$
\begin{aligned}
l_1 &= 5,0\,m \mathrel{\hat{=}} \text{Spannweite des Trägers} \\
l_{pt} &= 0,64\,m \mathrel{\hat{=}} \text{Übertragungslänge} \\
M_{g1,k,lpt,t_0} &= \frac{g_{1,k} \cdot l_1}{2} \cdot l_{pt} - \frac{g_{1,k} \cdot l_{pt}^2}{2} \qquad (3.18) \\
&= \frac{0,485 \cdot 5,0}{2} \cdot 0,64 - \frac{0,485 \cdot 0,64^2}{2} \\
&= 0,6767\,kNm \mathrel{\hat{=}} 676.672,0\,Nmm
\end{aligned}
$$

3.2.6.4 Stützmoment an der Stelle der Aufhängung für den Belastungszustand Verheben zum Zeitpunkt t_1

$$
\begin{aligned}
l_2 &= 1,0\,m \mathrel{\hat{=}} \text{Auskragung des Trägers} \\
M_{g1,k,Stütz,t_1} &= \frac{g_{1,k} \cdot l_2^2}{2} = -\frac{0,485 \cdot 1,0^2}{2} = -0,24kNm \mathrel{\hat{=}} -242500\,Nmm \qquad (3.19)
\end{aligned}
$$

3.3 Zeitpunkt t_0

3.3.1 Sofortige Spannkraftverluste

Die Vorspannkraft wurde so gewählt dass bei Umsetzen der Vorspannkraft die den Empfehlungen des American Concrete Institute [2] entsprechende maximal zulässige Spanngliedspannung ($\sigma_p({t_0}^n) = 0,6 \cdot f_u = 0,6 \cdot 2000 = 1200\,MPa$) nicht im CFK-Stab überschritten wird.

3.3.1.1 Elastische Verformung

Berechnung für das untere Spannglied

Die Vorspannkraft $P({t_0}^v)$ vor Umsetzten der Vorspannung wurde über die folgende Verträglichkeitsbedingung berechnet:

$$\sigma_{p,u}({t_0}^n) = 0,6 \cdot f_u \tag{3.20}$$

$$\Delta\sigma_{p,u,VSP+g1(t_0)} = -\left(\sigma({t_0}^v) - \sigma({t_0}^n)\right) = -\left(\frac{P_u({t_0}^v)}{A_p, u} - \sigma_{p,u}({t_0}^n)\right) \tag{3.21}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{p,u,VSP+g1(t_0)} =& \left(\frac{-\left(P_o({t_0}^v) + P_u({t_0}^v)\right)}{A_{c,I}(t_0)} + \frac{-P_u({t_0}^v)\cdot e_{pu,I}}{W_{cp,u,I}(t_0)} + \right.\\ & \left.\frac{-P_o({t_0}^v)\cdot e_{po,I}}{W_{c,p,u,I}(t_0)} + \frac{M_{g1,k}}{W_{c,p,u,I}(t_0)}\right)\cdot \alpha_{p(t_0)}\end{aligned} \tag{3.22}$$

Gleichsetzen der beiden letzten Gleichungen für $\Delta\sigma_{p,u,VSP+g1(t_0)}$ führt zu:

$$\begin{aligned}-\left(\frac{P_u({t_0}^v)}{A_{p,u}} - \sigma_{p,u}({t_0}^n)\right) =& \left(\frac{-(P_o({t_0}^v) + P_u({t_0}^v))}{A_{c,I}(t_0)} + \frac{-P_u({t_0}^v)\cdot e_{pu,I}}{W_{c,p,u,I}(t_0)} + \right.\\ & \left.\frac{-P_o({t_0}^v)\cdot e_{po,I}}{W_{c,p,u,I}(t_0)} + \frac{M_{g1,k}}{W_{c,p,u,I}(t_0)}\right)\cdot \alpha_p(t_0)\end{aligned} \tag{3.23}$$

Herausheben von $P({t_0}^v)$ und einsetzen von $P({t_0}^v) = A_p \cdot \sigma_p({t_0}^v)$

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_{p,u}({t_0}^n)}{\alpha_p(t_0)} - \frac{M_{g1,k}}{W_{c,p,u,I}(t_0)} =& \sigma_p({t_0}^v)\cdot\left(\frac{1}{\alpha_p(t_0)} + \frac{-(A_{pu}+A_{po})}{A_{c,I}(t_0)} + \right.\\ & \left.\frac{-A_{pu}\cdot e_{pu,I}}{W_{c,p,u,I}(t_0)} + \frac{-A_{po}\cdot e_{po,I}}{W_{c,p,u,I}(t_0)}\right)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{\sigma_{p,u}({t_0}^n)\cdot W_{c,p,u,I}(t_0) - M_{g1,k}\cdot\alpha_p(t_0)}{\alpha_p(t_0)\cdot W_{c,p,u,I}(t_0)} =& \sigma_p({t_0}^v)\cdot\left(\frac{1}{\alpha_p(t_0)} + \frac{-(A_{pu}+A_{po})}{A_{c,I}(t_0)} + \right.\\ & \left.\frac{-A_{pu}\cdot e_{pu,I}}{W_{c,p,u,I}(t_0)} + \frac{-A_{po}\cdot e_{po,I}}{W_{c,p,u,I}(t_0)}\right)\end{aligned} \tag{3.24}$$

$$\sigma_{p,u}(t_0{}^{v}) = \frac{W_{c,p,u,I}(t_0)\cdot\sigma_{p,u}(t_0{}^{n}) - M_{g1,k}\cdot\alpha_p(t_0)}{\alpha_p(t_0)\cdot W_{c,p,u,I}(t_0)\cdot\left(\frac{1}{\alpha_{p(t_0)}} + \frac{-(A_{p,u}+A_{p,o})}{A_{c,I}(t_0)} + \frac{-A_{p,u}\cdot e_{pu,I}}{W_{c,P,u,I}(t_0)} + \frac{-A_{p,o}\cdot e_{po,I}}{W_{c,P,u,I}(t_0)}\right)} \tag{3.25}$$

$$= \frac{1361.141,20\cdot 1200,00 - 1515.625\cdot 3,56}{3,56\cdot 1361.141,20\cdot\left(\frac{1}{3,56} + \frac{-(100,53+50,27)}{19.785,37} + \frac{-100,53\cdot 131,70}{1361.141,20} + \frac{-50,27\cdot(-82,30)}{1361.141,20}\right)}$$

$$= 1260,16\,MPa$$

$$P_u(t_0{}^{v}) = \sigma_{p,u}(t_o{}^{v})\cdot A_{p,u} \tag{3.26}$$

$$= 1260,16\cdot\frac{100,53}{2}$$

$$= 63.342,33\,N$$

Somit muss die Spannung vor Umsetzen der Vorspannkraft im unteren Spannglied $1260,16\,MPa$ betragen um nach dem Absetzten der Spannkraft eine Spannung von $1200,00\,MPa$ zu erhalten.

Berechnung für das obere Spannglied

$$\sigma_{p,o}(t_0{}^{v}) = \frac{W_{c,p,o,I}(t_0)\cdot\sigma_{p,o}(t_0{}^{n}) - M_{g1,k}\cdot\alpha_p(t_0)}{\alpha_p(t_0)\cdot W_{c,p,o,I}(t_0)\cdot\left(\frac{1}{\alpha_{p(t_0)}} + \frac{-(A_{p,u}+A_{p,o})}{A_{c,I}(t_0)} + \frac{-A_{p,u}\cdot e_{pu,I}}{W_{c,p,o,I}(t_0)} + \frac{-A_{p,o}\cdot e_{po,I}}{W_{c,p,o,I}(t_0)}\right)} \tag{3.27}$$

$$= \frac{-2178.192,73\cdot 1200,00 - 1515.625\cdot 3,56}{3,56\cdot -2178.192,73\cdot\left(\frac{1}{3,56} + \frac{-(100,53+50,27)}{19.785,37} + \frac{-100,53\cdot 131,70}{-2178.192,73} + \frac{-50,27\cdot(-82,30)}{-2178.192,73}\right)}$$

$$= 1217,37\,MPa$$

$$P_u(t_0{}^{v}) = \sigma_{p,o}(t_o{}^{v})\cdot A_{p,u} \tag{3.28}$$

$$= 1217,37\cdot 50,27$$

$$= 61.191,90\,N$$

3.3.1.2 Spannkraftverlust zufolge Kurzzeitrelaxation

Relaxation der Litze

Im Folgenden werden die Spannkraftverluste der Stahllitze zufolge Kurzzeitrelaxation bis zum Zeitpunkt $t_0 = 2,0$ Tage berechnet. Die verwendeten Litzen entsprechen Litzen der Klasse 2 und haben somit ein ρ_{1000} von 2,5%.

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = -0,66\cdot\rho_{1000}\cdot e^{9,1\mu}\cdot\left(\frac{t}{1000}\right)^{(0,75\cdot(1-\mu))}\cdot 10^{-5} \quad (\text{ÖN EN1992} - 1 - 1, 3.3.2(7))$$

Litze unten:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p,u}(t_0{}^v) \cdot \frac{A_{p,CFK}}{A_{p,Litze}} = 1260,16 \cdot \frac{150,0}{50,27} = 422,28 MPa \tag{3.29}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{422,28}{1860,0} = 0,2270 \tag{3.30}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = -0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,2270} \cdot \left(\frac{48}{1000}\right)^{(0,75 \cdot (1-0,2270))} \cdot 10^{-5} \cdot 422,28 = -9,45 \cdot 10^{-3}\, MPa \tag{3.31}$$

Litze oben:

$$\sigma_{pi} = \sigma_{p,o}(t_0{}^v) \cdot \frac{A_{p,CFK}}{A_{p,Litze}} = 1217,37 \cdot \frac{150,0}{50,27} = 407,95 MPa \tag{3.32}$$

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{407,95}{1860,0} = 0,2193 \tag{3.33}$$

$$\Delta\sigma_{pr} = -0,66 \cdot 2,5 \cdot e^{9,1 \cdot 0,2193} \cdot \left(\frac{48}{1000}\right)^{(0,75 \cdot (1-0,2193))} \cdot 10^{-5} \cdot 407,95 = -8,37 \cdot 10^{-3}\, MPa \tag{3.34}$$

Relaxation des CFK Stabs

Die Relaxation der CFK-Stäbe ist für die Berechnung der Spannkraftverluste für t_∞ relevant und wird aus diesem Grund für die Berechnung der Kurzzeitverluste vernachlässigt.

3.3.1.3 Keilschlupf

Für das verwendete Verankerungssystem liegt der Keilschlupf, bei einer Vorspannkraft von $P_{VSP} = 160.000\ N$, bei $l\Delta_{ks} = 6mm$. Der Keilschlupft für Vorspannkräfte unter 160.000 N wird äquivalent zu den $\Delta l_{ks} = 6mm$ berechnet. Zum Ermitteln des Keilschlupfs wird ein Federmodell mit einer Reihenschaltung angewendet. Pro Vorspannglied muss aufgrund der mechanischen Verankerung fünf Mal verkeilt werden.

Spannkraftverlust zufolge Keilschlupf für das Spannglied unten:

$$\Delta l_{ks,u} = \frac{P_u(t_0{}^v)}{160.000} \cdot l\Delta_{ks} = \frac{63.342,33}{160.000,00} \cdot 6 = 2,375mm \tag{3.35}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{ks,u} &= -\Delta l_{ks,u} \cdot \frac{1}{\frac{l_{Litze}}{E_{Litze}} + \frac{l_{CFK}}{E_{CFK}}} \\ &= -2,3375 \cdot \frac{1}{\frac{3,50 \cdot 10^3 \cdot 3}{195.000} + \frac{7,25 \cdot 10^3 \cdot 2}{160.000}} \\ &= -16,44\, MPa \end{aligned} \tag{3.36}$$

Spannkraftverlust zufolge Keilschlupf für das Spannglied oben:

$$\Delta l_{ks,o} = \frac{P_o(t_0{}^v)}{160.000} \cdot l\Delta_{ks} = \frac{61.191,90}{160.000,00} \cdot 6 = 2,295mm \tag{3.37}$$

$$\begin{aligned}\Delta\sigma_{ks,o} &= -\Delta l_{ks,o} \cdot \frac{1}{\frac{l_{Litze}}{E_{Litze}} + \frac{l_{CFK}}{E_{CFK}}} \\ &= -2,295 \cdot \frac{1}{\frac{3,50 \cdot 10^3 \cdot 3}{195.000} + \frac{7,25 \cdot 10^3 \cdot 2}{160.000}} \\ &= -15,88\,MPa\end{aligned} \tag{3.38}$$

3.3.1.4 Erforderlicher Spannweg

Das Vorspannglied besteht nicht durchgehend aus einem Material, sondern aus seriell geschaltenen CFK-Bewehrungen und Stahllitzen (siehe Abb. 3.1). Um die elastische Dehnung zufolge Vorspannen berechnen zu können wird das Spannglied als ein Federmodell in Reihenschaltung betrachtet.

$$\begin{aligned}\Delta l &= \Delta l_{Litze} + \Delta l_{CFK} + \Delta l_{ks,u} \cdot 5 \\ &= l_{Litze} \cdot \varepsilon_{Litze} + l_{CFK} \cdot \varepsilon_{CFK} + \Delta l_{ks,u} \cdot 5 \\ &= l_{Litze} \cdot \frac{P}{A_{Litze} \cdot E_{Litze}} + l_{CFK} \cdot \frac{P}{A_{CFK} \cdot E_{CFK}} + \Delta l_{ks,u} \cdot 5 \\ \Delta l &= P \cdot \left(\frac{l_{Litze}}{A_{Litze} \cdot E_{Litze}} + \frac{l_{CFK}}{A_{CFK} \cdot E_{CFK}} \right) + \Delta l_{ks,u} \cdot 5 \\ &= 60.318,58 \cdot \left(\frac{3,50 \cdot 3}{150 \cdot 195.000} + \frac{7,25 \cdot 2}{50,27 \cdot 160.000} \right) \cdot 2,375 \cdot 5 = 142,28\,mm\end{aligned} \tag{3.39}$$

3.3.2 Berechnung der Vorspannkraft P im Spannbett zum Zeitpunkt $t = 0$

3.3.2.1 Spannglied unten

Lt. ACI [2] dürfen die CFK-Spannglieder kurzfristig mit 65% ihre Bruchfestigkeit f_u überspannt werden. Somit beträgt die maximal zulässige Spannung im CFK-Spannglied: $\sigma_{p,zul,t=0} = f_u \cdot 0,65 = 1300MPa$.

$$\begin{aligned}\sigma_{p,CFK,u}(t=0) &= \sigma_{p,u}(t_0{}^v) - (\Delta\sigma_{pr,Litze,u} + \Delta\sigma_{KS,u}) \\ &= 1260,16 - (-9,45 \cdot 10^{-3} - 16,44) = 1279,02\,MPa \\ &= 1276,63 < 1300MPa \quad \checkmark\end{aligned} \tag{3.40}$$

$$\begin{aligned}P &= \sigma_{p,CFK,u}(t=0) \cdot A_{p,u} \\ &= 1276,63 \cdot 50,27 = 64.170,9\,N\end{aligned} \tag{3.41}$$

$$\text{sofortige Verluste: } \frac{|\,\Delta\sigma_{pr,Litze} + \Delta\sigma_{KS,u}\,|}{\sigma_{p,CFK,u}(t=0)} = \frac{|\,-9,45 \cdot 10^{-3} - 16,44\,|}{1276,63} = 1,2901\% \tag{3.42}$$

3.3.2.2 Spannglied oben

$$\begin{aligned}\sigma_{p,CFK,o}(t=0) &= \sigma_{p,o}(t_0{}^{v}) - (\Delta\sigma_{pr,Litze,o} + \Delta\sigma_{KS,o}) \\ &= 1217,37 - (-8,37 \cdot 10^{-3} - 15,88) = 1231,17\,MPa \\ &= 1233,28 < 1300MPa \quad \checkmark \end{aligned} \tag{3.43}$$

$$\begin{aligned}P &= \sigma_{p,CFK,o}(t=0) \cdot A_{p,o} \\ &= 1233,28 \cdot 50,27 = 61.991,54\,N\end{aligned} \tag{3.44}$$

$$\text{sofortige Verluste: } \frac{\mid \Delta\sigma_{pr,Litze,u} + \Delta\sigma_{KS,u} \mid}{\sigma_{p,CFK,o}(t=0)} = \frac{\mid -8,37 \cdot 10^{-3} - 15,88 \mid}{1233,28} = 1,2899\% \tag{3.45}$$

3.3.3 Spannungsnachweis zum Zeitpunkt $t_0 = 48h$

Zum Zeitpunkt t_0 wirkt lediglich das Eigengewicht des Trägers. Die maßgebende Stelle für den Spannungsnachweis befindet sich im Abstand $l_{pt} = 640mm$ vom Auflager.

3.3.3.1 Vorspannen des Untergurts (ohne Obergurt) zum Zeitpunkt t_0

Schnittgrößen zufolge Vorspannen des Untergurts (ohne Obergurt) zum Zeitpunkt t_0

$$\begin{aligned}N_{VSP,untereFl.}(t_0{}^{v}) &= \sigma_{p,u}(t_0{}^{v}) \cdot A_{p,u} \\ &= -\,(1260,16 \cdot 50,27 \cdot 2) \\ &= -\,126.684,65\,N\end{aligned} \tag{3.46}$$

$$\begin{aligned}M_{VSP,untereFl.}(t_0{}^{v}) &= \sigma_{p,u}(t_0{}^{v}) \cdot A_{p,u} \cdot z_{pu,I,t_0} \\ &= -\,(1260,16 \cdot 50,27 \cdot 2) \cdot 131,70 \\ &= -\,16.684.474,81\,Nmm\end{aligned} \tag{3.47}$$

Spannungsnachweis an der oberen Faser im Abstand $l_{pt} = 640mm$ vom Auflager zum Zeitpunkt t_0 zufolge Vorspannen des Untergurts

$$\sigma_{c,o}(t_0{}^{n}) = \frac{N_{VSP,untereFl.}(t_0{}^{v})}{A_{c,I}} + \frac{M_{VSP,untereFl.}(t_0{}^{v})}{W_{co,I,t_0}} + \frac{M_{g1,k,lpt,t_0}}{W_{co,I,t_0}} \tag{3.48}$$

$$= \frac{-126.684,65}{19.785,37} + \frac{-16.684.474,81}{-1.752.345,11} + \frac{676.672,0}{-1.752.345,11}$$

$$= 2,73\,MPa > 0,00\,MPa \quad \text{Zugspannung in der oberen Faser!} \tag{3.49}$$

3.3.3.2 Vorspannen des Obergurts (ohne Untergurt) zum Zeitpunkt t_0

Schnittgrößen zufolge Vorspannen des Obergurts (ohne Untergurt) zum Zeitpunkt t_0

$$\begin{aligned} N_{VSP,obereFl.}(t_0{}^v) &= \sigma_{p,o}(t_0{}^v) \cdot A_{p,o} \\ &= -(1217,37 \cdot 50,27) \\ &= -61.191,90\,N \end{aligned} \tag{3.50}$$

$$\begin{aligned} M_{VSP,obereFl.}(t_0{}^v) &= \sigma_{p,o}(t_0{}^v) \cdot A_{p,o} \cdot z_{po,I,t_0} \\ &= -(1217,37 \cdot 50,27) \cdot -82,30 \\ &= 5.036.041,83\,Nmm \end{aligned} \tag{3.51}$$

Spannungsnachweis an der unteren Faser in Feldmitte zum Zeitpunkt t_0 zufolge Vorspannen des Obergurts (positiver Einfluss des Eigengewichts wird vernachlässigt)

$$\sigma_{c,u}(t_0{}^n) = \frac{N_{VSP,obereFl.}(t_0{}^v)}{A_{c,I}} + \frac{M_{VSP,obereFl.}(t_0{}^v)}{W_{cu,I,t_0}} \tag{3.52}$$

$$= \frac{-61.191,90}{19.785,37} + \frac{5.036.041,83}{1.136.731,04}$$

$$= 1,34\,MPa > 0,00\,MPa \quad \text{Zugspannung in der unteren Faser!} \tag{3.53}$$

Unabhängig ob zuerst die Verankerung des Untergurts oder zuerst die Verankerung des Obergurts gelöst wird, treten in beiden Fällen Zugspannen an der oberen bzw. unteren Faser des Trägers auf. Wobei die Zugspannung der Variante bei welcher die Verankerung des Obergurts zunächst gekappt wird mit 1,34 MPa gering ausfällt, und aus diesem Grund bevorzugt wird. Laut [21] liegt die zu erwartende Zugfestigkeit von UHPC bei 7-11 MPa. Es wird angenommen, dass die auftretende Zugspannung von 1,34 MPa des Belastungszustandes: Vorspannen des Obergurts (ohne Untergurt), vom Beton aufgenommen werden kann. Zusätzlich dazu ist zu sagen, dass dieser Belastungszustand nur kurzzeitig aufritt da anschließend die Spannglieder des Untergurts gekappt werden.

3.3.3.3 Vorspannen des Unter- und Obergurts zum Zeitpunkt t_0

Schnittgrößen zufolge Vorspannen des Unter- und Obergurts zum Zeitpunkt t_0

$$\begin{aligned} N_{VSP}(t_0{}^v) &= \sigma_{p,u}(t_0{}^v) \cdot A_{p,u} + \sigma_{p,o}(t_0{}^v) \cdot A_{p,o} \\ &= -(1260,16 \cdot 50,27 \cdot 2 + 1217,37 \cdot 50,27 \\ &= -187.876,55\,N \end{aligned} \tag{3.54}$$

$$\begin{aligned} M_{VSP}(t_0{}^v) &= \sigma_{p,u}(t_0{}^v) \cdot A_{p,u} \cdot z_{pu,I,t_0} + \sigma_{p,o}(t_0{}^v) \cdot A_{p,o} \cdot z_{po,I,t_0} \\ &= -(1260,16 \cdot 50,27 \cdot 2 \cdot 131,70 + 1217,37 \cdot 50,27 \cdot -82,30 \\ &= -11.648.432,98\,Nmm \end{aligned} \tag{3.55}$$

Spannungsnachweis an der oberen Faser in Feldmitte zum Zeitpunkt t_0 zufolge Vorspannen des Unter- und Obergurts

$$\sigma_{c,o}(t_0{}^n) = \frac{N_{VSP}(t_0{}^v)}{A_{c,I,t_0}} + \frac{M_{VSP}(t_0{}^v)}{W_{co,I,t_0}} + \frac{M_{g1,k,Feld,t_0}}{W_{co,I,t_0}} \tag{3.56}$$

$$= \frac{-187.876,55}{19.785,37} + \frac{-11.648.432,98}{-1.752.345,11} + \frac{1.515.625,0}{-1.752.345,11}$$

$$= -3,713\,MPa < 0,00\,MPa \quad \checkmark$$

Spannungsnachweis an der unteren Faser in Feldmitte zum Zeitpunkt t_0 zufolge Vorspannen des Unter- und Obergurts

$$\sigma_{c,u}(t_0{}^n) = \frac{N_{VSP}(t_0{}^v)}{A_{c,I,t_0}} + \frac{M_{VSP}(t_0{}^v)}{W_{cu,I,t_0}} + \frac{M_{g1,k,Feld,t_0}}{W_{cu,I,t_0}} \tag{3.57}$$

$$= \frac{-187.876,55}{19.785,37} + \frac{-11.648.432,98}{1.136.731,04} + \frac{1.515.625,0}{1.136.731,04}$$

$$= -18,47\,MPa < k_1 \cdot f_{ck} = 0,60 \cdot 140,66 = 84,40\,MPa \quad \checkmark \tag{3.58}$$

3.3.3.4 Kontrolle: Ermittlung der Spannung des CFK-Spannglieds in Feldmitte zum Zeitpunkt t_0

$$\sigma_{cp,u}(t_0{}^n) = \frac{N_{VSP}(t_0{}^v)}{A_{c,I,t_0}} + \frac{M_{VSP}(t_0{}^v)}{W_{pu,I,t_0}} + \frac{M_{g1,k,Feld,t_0}}{W_{pu,I,t_0}} \tag{3.59}$$

$$= \frac{-187.876,55}{19.785,37} + \frac{-11.648.432,98}{1.361.141,20} + \frac{1.515.625,0}{1.361.141,20}$$

$$= -16,94\,MPa$$

$$\sigma_{cp,o}(t_0{}^n) = \frac{N_{VSP}(t_0{}^v)}{A_{c,I,t_0}} + \frac{M_{VSP}(t_0{}^v)}{W_{po,I,t_0}} + \frac{M_{g1,k,Feld,t_0}}{W_{po,I,t_0}} \tag{3.60}$$

$$= \frac{-187.876,55}{19.785,37} + \frac{-11.648.432,98}{-2.178.192,73} + \frac{1.515.625,0}{-2.178.192,73}$$

$$= -4,84\,MPa$$

$$\sigma_{cp}(t_0{}^n) = \sigma_{pu}(t_0{}^v) + \alpha_p(t_0) \cdot \sigma_{cp,u}(t_0{}^n) \tag{3.61}$$

$$= 1260,16 + 3,56 \cdot (-16,94)$$

$$= 1199,92\,MPa \simeq 1200,0\,MPa \quad \checkmark$$

3.4 Zeitpunkt $t > t_0$

3.4.1 Zeitabhängige Spannkraftverluste

3.4.1.1 Kriechen

$$\epsilon_{cc,u}(t_1 = 50h, t_0) = \varphi(t_1, t_0) \cdot \frac{\sigma_{cp,u}({t_0}^n)}{E_{c,28d}} = 0,00 \cdot \frac{-16,94}{60325,03} = 0,00 \tag{3.62}$$

$$\epsilon_{cc,o}(t_1 = 50h, t_0) = \varphi(t_1, t_0) \cdot \frac{\sigma_{cp,o}({t_0}^n)}{E_{c,28d}} = 0,00 \cdot \frac{-4,84}{60325,03} = 0,00 \tag{3.63}$$

$$\epsilon_{cc,u}(t_2 = 28d, t_0) = \varphi(t_2, t_0) \cdot \frac{\sigma_{cp,u}({t_0}^n)}{E_{c,28d}} = 0,44 \cdot \frac{-16,94}{60325,03} = -1,23 \cdot 10^{-4} \tag{3.64}$$

$$\epsilon_{cc,o}(t_2 = 28d, t_0) = \varphi(t_2, t_0) \cdot \frac{\sigma_{cp,o}({t_0}^n)}{E_{c,28d}} = 0,44 \cdot \frac{-4,84}{60325,03} = -0,35 \cdot 10^{-4} \tag{3.65}$$

$$\epsilon_{cc,u}(t_\infty, t_0) = \varphi(t_\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_{cp,u}({t_0}^n)}{E_{c,28d}} = 0,80 \cdot \frac{-16,94}{60325,03} = -2,25 \cdot 10^{-4} \tag{3.66}$$

$$\epsilon_{cc,o}(t_\infty, t_0) = \varphi(t_\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_{cp,o}({t_0}^n)}{E_{c,28d}} = 0,80 \cdot \frac{-4,84}{60325,03} = -0,64 \cdot 10^{-4} \tag{3.67}$$

3.4.1.2 Schwinden

$$\begin{aligned}
\epsilon_{cs}(t_{0=48h}, t_0) &= -9,12 \cdot 10^{-4} - (-9,12 \cdot 10^{-4}) = & 0,00 \cdot 10^{-6} \\
\epsilon_{cs}(t_{1=50h}, t_0) &= -9,17 \cdot 10^{-4} - (-9,12 \cdot 10^{-4}) = & -5,3 \cdot 10^{-6} \\
\epsilon_{cs}(t_{2=28d}, t_0) &= -11,3 \cdot 10^{-4} - (-9,12 \cdot 10^{-4}) = & -2,2 \cdot 10^{-4} \\
\epsilon_{cs}(t_\infty, t_0) &= -11,3 \cdot 10^{-4} - (-9,12 \cdot 10^{-4}) = & -2,2 \cdot 10^{-4}
\end{aligned}$$

3.4.1.3 Relaxation des Spannstabs

Relaxation des CFK-Stabs

Die Berechnung der CFK Relaxationsverluste erfolgte nach den ACI 440.4R-04 [2] Empfehlungen. Dabei ist der Verlust der Relaxation folgendermaßen aufgebaut:

$$REL = R_p + R_s + R_f \tag{3.68}$$

REL...prozentueller Relaxationsverlust

R_p...Relaxationsanteil der Polymermatrix

R_s...Relaxationsanteil zufolge Richten der Fasern (engl.: straightening)

R_f...Relaxationsverlust der Faser

$$R_p = n_r \cdot v_r (\text{lt. ACI [2]}) \tag{3.69}$$

n_r... Verhältnis zwischen den E-Modulen der Polymermatrix und der Faser

$n_r = 1,5\%$ (lt. ACI [2])

v_r... Volumenanteil des Harzes, dieser liegt zwischen 35 und $\underline{40}\%$

$$R_p = n_r \cdot v_r = 0,015 \cdot 0,40 = 0,006 \tag{3.70}$$

$$R_s = 1 \text{ bis } 2\ \% \tag{3.71}$$

$$R_f = 0\% - \text{CFK erfährt nahezu keine Relaxation} \tag{3.72}$$

$$REL = R_p + R_s + R_f \tag{3.73}$$

$$REL = 0,006 + 0,02 + 0 = 0,026 \tag{3.74}$$

Der gesamte Relaxationsverlust des CFK Stabs zum Zeitpunkt t_∞ beträgt:

$$\Delta\sigma_{pr,cfk}(t_\infty) = -f_u \cdot REL = 1200 \cdot \frac{2,60}{100} = -31,20 MPa \tag{3.75}$$

Um für die unterschiedlichen Zeitpunkte (t_1, t_2) den Relaxationsverlust berechnen zu können wird t_∞ mit 500.000 h angenommen. Relaxation des CFK-Stabs zum Zeitpunkt vor Umsetzten der Vorspannkraft t_0 wird ausgeschlossen.
Es ergeben sich folgende Relaxationsverluste:

$$\Delta\sigma_{pr,cfk}(t_0 = 48h) = 0,00\, MPa \tag{3.76}$$

$$\Delta\sigma_{pr,cfk}(t_1 = 50h) = -31,20 \cdot \frac{50}{500.000} = -3,12 \cdot 10^{-3}\, MPa \tag{3.77}$$

$$\Delta\sigma_{pr,cfk}(t_2 = 28d \hat{=} 576h) = -31,20 \cdot \frac{576}{500.000} = -0,03594\, MPa \tag{3.78}$$

$$\Delta\sigma_{pr,cfk}(t_\infty) = -31,20 \cdot \frac{500.000}{500.000} = -31,2000\, MPa \tag{3.79}$$

3.4.1.4 Spannkraftverluste $\Delta\sigma_{p,c+s+r}$

Die Berechnung für die Spannungsverluste zufolge Kriechen, Schwinden und Relaxation erfolgt für den Querschnitt in der Feldmitte. Die gesamte Spannungsänderung im Spannstahlschwerpunkt ergibt sich zu:

Zeitpunkt $t_1 = 50h$
Spannglied unten:

$$\Delta\sigma_{p,u,c+s+r,}(t_1) = \frac{E_{cfk} \cdot (\epsilon_{cc,u}(t_{1=50h}, t_0) + \epsilon_{cs,u}(t_1, t_0)) + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr,cfk}(t_1 = 50h)}{1 + \alpha_{p,t1} \cdot \frac{A_{p,u}}{A_{c,N}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c,N}}{I_{c,N}} \cdot {e_{pu,N}}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi_{t1,t0}]} \tag{3.80}$$

$$= \frac{160.000 \cdot (-0,00 + (-5,3 \cdot 10^{-6})) + 0,8 \cdot -3,12 \cdot 10^{-3}}{1 + 3,56 \cdot \frac{50,27 \cdot 2}{19.249,20} \cdot \left(1 + \frac{19.249,20}{171.780.058,5} \cdot 133,38^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,00]}$$

$$= -\,0,81\,MPa$$

Spannglied oben:

$$\Delta\sigma_{p,o,c+s+r,}(t_1) = \frac{E_{cfk} \cdot (\epsilon_{cc,o}(t_{1=50h}, t_0) + \epsilon_{cs,o}(t_1, t_0)) + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr,cfk}(t_1 = 50h)}{1 + \alpha_{p,t1} \cdot \frac{A_{p,o}}{A_{c,N}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c,N}}{I_{c,N}} \cdot {e_{po,N}}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi_{t1,t0}]} \tag{3.81}$$

$$= \frac{160.000 \cdot (-0,00 + (-5,3 \cdot 10^{-6})) + 0,8 \cdot -3,12 \cdot 10^{-3}}{1 + 3,56 \cdot \frac{50,27}{19.249,20} \cdot \left(1 + \frac{19.249,20}{171.780.058,5} \cdot -80,62^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,00]}$$

$$= -\,0,84\,MPa$$

Zeitpunkt $t_2 = 28d$
Spannglied unten:

$$\Delta\sigma_{p,u,c+s+r}(t_2) = \frac{E_{cfk} \cdot (\epsilon_{cc,u}(t_{2=28d}, t_0) + \epsilon_{cs,u}(t_2, t_0)) + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr,cfk}(t_2 = 28d)}{1 + \alpha_{p,t2} \cdot \frac{A_{p,u}}{A_{c,N}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c,N}}{I_{c,N}} \cdot {e_{pu,N}}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi_{t2,t0}]} \tag{3.82}$$

$$= \frac{160.000 \cdot (-1,23 \cdot 10^{-4} + (-2,2 \cdot 10^{-4})) + 0,8 \cdot -0,0359}{1 + 2,65 \cdot \frac{50,27 \cdot 2}{19.249,20} \cdot \left(1 + \frac{19.249,20}{171.780.058,5} \cdot 133,38^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,44]}$$

$$= -\,52,41\,MPa$$

Spannglied oben:

$$\Delta\sigma_{p,o,c+s+r}(t_2) = \frac{E_{cfk} \cdot (\epsilon_{cc,o}(t_{2=28d}, t_0) + \epsilon_{cs,o}(t_2, t_0)) + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr,cfk}(t_2 = 28d)}{1 + \alpha_{p,t2} \cdot \frac{A_{p,o}}{A_{c,N}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c,N}}{I_{c,N}} \cdot {e_{po,N}}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi_{t2,t0}]} \tag{3.83}$$

$$= \frac{160.000 \cdot (-0,35 \cdot 10^{-4} + (-2,2 \cdot 10^{-4})) + 0,8 \cdot -0,0359}{1 + 2,65 \cdot \frac{50,27}{19.249,20} \cdot \left(1 + \frac{19.249,20}{171.780.058,5} \cdot -80,62^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,44]}$$

$$= -\,40,59\,MPa$$

Zeitpunkt t_∞
Spannglied unten:

$$\Delta\sigma_{p,u,c+s+r}(t_\infty) = \frac{E_{cfk} \cdot (\epsilon_{cc,u}(t_\infty, t_0) + \epsilon_{cs,u}(t_\infty, t_0)) + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr,cfk}(t_\infty)}{1 + \alpha_{p,t\infty} \cdot \frac{A_{p,u}}{A_{c,N}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c,N}}{I_{c,N}} \cdot {e_{pu,N}}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi_{t\infty,t0}]} \tag{3.84}$$

$$= \frac{160.000 \cdot (-2,25 \cdot 10^{-4} + (-2,2 \cdot 10^{-4})) + 0,8 \cdot -31,20}{1 + 2,65 \cdot \frac{50,27 \cdot 2}{19.249,20} \cdot \left(1 + \frac{19.249,20}{171.780.058,5} \cdot 133,38^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,80]}$$

$$= -\,90,33\,MPa$$

Spannglied oben:

$$\Delta\sigma_{p,o,c+s+r}(t_\infty) = \frac{E_{cfk} \cdot (\epsilon_{cc,o}(t_\infty, t_0) + \epsilon_{cs,o}(t_\infty, t_0)) + 0,8 \cdot \Delta\sigma_{pr,cfk}(\infty)}{1 + \alpha_{p,t\infty} \cdot \frac{A_{p,o}}{A_{c,N}} \cdot \left(1 + \frac{A_{c,N}}{I_{c,N}} \cdot {e_{po,N}}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \phi_{t\infty,t0}]} \tag{3.85}$$

$$= \frac{160.000 \cdot (-0,64 \cdot 10^{-4} + (-2,2 \cdot 10^{-4})) + 0,8 \cdot -31,20}{1 + 2,65 \cdot \frac{50,27}{19.249,20} \cdot \left(1 + \frac{19.249,20}{171.780.058,5} \cdot -80,62^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot 0,80]}$$

$$= -\,69,44\,MPa$$

Verlust der Spannung im CFK-Spannglied:

$$\text{Spannglied unten:} \quad \frac{|\,\Delta\sigma_{p,u,c+s+r,}(t_\infty)\,|}{\sigma_p({t_0}^n)} = \frac{90,33}{1200} = 7,53\% \tag{3.86}$$

$$\text{Spannglied oben:} \quad \frac{|\,\Delta\sigma_{p,o,c+s+r,}(t_\infty)\,|}{\sigma_p({t_0}^n)} = \frac{69,44}{1200} = 5,79\% \tag{3.87}$$

3.4.2 Spannungsnachweise zum Zeitpunkt $t > t_0$

3.4.2.1 Spannungsnachweis der oberen Faser am Verhebepunkt zum Zeitpunkt des Verheben des Trägers $t_{1=50h}$

$$N_{VSP}({t_0}^v) = \sigma_{p,u}({t_0}^v) \cdot A_{p,u} + \sigma_{p,o}({t_0}^v) \cdot A_{p,o} \tag{3.88}$$
$$= -\,(1260,16 \cdot 50,27 \cdot 2 + 1217,37 \cdot 50,27)$$
$$= -\,187.876,55\,N$$

$$M_{VSP}({t_0}^v) = \sigma_{p,u}({t_0}^v) \cdot A_{p,u} \cdot z_{pu,I,t_1} + \sigma_{p,o}({t_0}^v) \cdot A_{p,o} \cdot z_{po,I,t_1} \tag{3.89}$$
$$= -\,(1260,16 \cdot 50,27 \cdot 2 \cdot 131,70 + 1217,37 \cdot 50,27 \cdot -82,30)$$
$$= -\,11.648.432,98\,Nmm$$

$$\Delta\sigma_{p,u,c+s+r,}(t_1) = -\,0,81\,MPa \tag{3.90}$$
$$\Delta\sigma_{p,o,c+s+r,}(t_1) = -\,0,84\,MPa \tag{3.91}$$

$$\begin{aligned}\Delta N_{VSP}(t_1) &= \Delta\sigma_{p,u,c+s+r,}(t_1) \cdot A_{p,u} + \Delta\sigma_{p,o,c+s+r,}(t_1) \cdot A_{p,o} \\ &= -(-0,81 \cdot 50,27 \cdot 2 + (-0,84 \cdot 50,27)) \\ &= 123,07\,N\end{aligned} \tag{3.92}$$

$$\begin{aligned}\Delta M_{VSP}(t_1) &= \Delta\sigma_{p,u,c+s+r,}(t_1) \cdot A_{p,u} \cdot z_{pu,N} + \Delta\sigma_{p,o,c+s+r,}(t_1) \cdot A_{p,o} \cdot z_{po,N} \\ &= -(-0,81 \cdot 50,27 \cdot 2 \cdot 131,70 + (-0,84 \cdot 50,27 \cdot -82,30)) \\ &= 7.411,75\,Nmm\end{aligned} \tag{3.93}$$

$$\sigma_{c,o}(t_1) = \frac{N_{VSP}(t_0{}^{v})}{A_{c,I}} + \frac{M_{VSP}(t_0{}^{v})}{W_{co,I,t_0}} + \frac{M_{g1,k,Stütz,t_1}}{W_{co,I,t_1}} + \frac{\Delta N_{VSP}(t_1)}{A_{c,N}} + \frac{\Delta M_{VSP}(t_1)}{W_{co,N}} \tag{3.94}$$

$$= \frac{-187.876,55}{19.785,37} + \frac{-11.648.432,98}{-1.752.345,11} + \frac{-242.500}{-1.752.345,11} + \frac{123,07}{19.249,20} + \frac{7.411,75}{-1.707.255,0}$$

$$= -2,71\,MPa < 0,00\,MPa \quad \checkmark$$

Keine Zugspannungen in der oberen Faser des Trägers am kritischen Schnitt, dem Verhebepunkt des Trägers.

3.4.2.2 Spannungsberechnung der unteren Faser in Feldmitte zum Zeitpunkt des Biegeversuchs $t_{2=28d}$

$$\Delta\sigma_{p,u,c+s+r}(t_2) = -52,41\,MPa \tag{3.95}$$

$$\Delta\sigma_{p,o,c+s+r}(t_2) = -40,59\,MPa \tag{3.96}$$

$$\begin{aligned}\Delta N_{VSP}(t_2) &= \Delta\sigma_{p,u,c+s+r,}(t_2) \cdot A_{p,u} + \Delta\sigma_{p,o,c+s+r,}(t_2) \cdot A_{p,o} \\ &= -(-52,41 \cdot 50,27 \cdot 2 + (-40,59 \cdot 50,27)) \\ &= 7.309,06\,N\end{aligned} \tag{3.97}$$

$$\begin{aligned}\Delta M_{VSP}(t_2) &= \Delta\sigma_{p,u,c+s+r,}(t_2) \cdot A_{p,u} \cdot z_{pu,N} + \Delta\sigma_{p,o,c+s+r,}(t_2) \cdot A_{p,o} \cdot z_{po,N} \\ &= -(-52,41 \cdot 50,27 \cdot 2 \cdot 131,70 + (-40,59 \cdot 50,27 \cdot -82,30)) \\ &= 538.303,84\,Nmm\end{aligned} \tag{3.98}$$

$$\sigma_{c,u}(t_2) = \frac{N_{VSP}(t_0{}^{v})}{A_{c,I,t_0}} + \frac{M_{VSP}(t_0{}^{v})}{W_{cu,I,t_0}} + \frac{M_{g1,k,Feld,t_2}}{W_{cu,I,t_2}} + \frac{\Delta N_{VSP}(t_2)}{A_{c,N}} + \frac{\Delta M_{VSP}(t_2)}{W_{cu,N}} \tag{3.99}$$

$$= \frac{-187.876,55}{19.785,37} + \frac{-11.648.432,98}{1.136.731,04} + \frac{1.515.625,0}{1.121.714,38} + \frac{7.309,06}{19.249,20} + \frac{538.303,84}{1.077.786,2}$$

$$= -17,51\,MPa$$

3.4.2.3 Berechnung von M_{crack} für einen 4-Punkt-Biegeversuch zum Zeitpunkt des Biegeversuchs $t_{2=28d}$

$$\begin{aligned} \sigma_{f_{ctm}} &= \sigma_{c,u}(t_2) + \frac{M_{crack}}{W_{c,u,I,t_2}} \\ 11,63 &= -17,51 + \frac{M_{crack}}{1.121.714,38} \end{aligned} \tag{3.100}$$

$$\begin{aligned} M_{crack} &= 29,14 \cdot 1.121.714,38 \\ &= 32.689.797,94\, Nmm \mathrel{\hat{=}} 32,69\, kNm \end{aligned} \tag{3.101}$$

$$\begin{aligned} F_{crack} &= M_{crack} \cdot \frac{3}{L_{Träger}} \\ &= 32.689.797,94 \cdot \frac{3}{5000} \\ &= 19.613,88\, N \mathrel{\hat{=}} 19,61\, kN \end{aligned} \tag{3.102}$$

Nimmt man an, dass der Träger im Drittelpunkt durch zwei Einzelkräfte belastet wird, können diese Einzelkräfte bis auf 19,61 kN gesteigert werden bis der Mittelwert der Zugfestigkeit in der unteren Faser des Querschnitts in Feldmitte erstmals überschritten wird, und somit ein Riss auftritt.

3.4.2.4 Vorhandene Spannung im CFK Spannglied zum Zeitpunkt des Biegeversuchs $t_{2=28d}$

$$\begin{aligned} \sigma_{p,u,(t_2=28d)} =& \sigma_{p,u}({t_0}^n) + \Delta\sigma_{p,u,c+s+r}(t_2) \\ =& 1200 - 52,41 \\ =& 1147,59\, MPa \end{aligned} \tag{3.103}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{p,o,(t_2=28d)} =& \sigma_{p,o}({t_0}^n) + \Delta\sigma_{p,o,c+s+r,}(t_2) \\ =& 1200 - 40,59 \\ =& 1159,41\, MPa \end{aligned} \tag{3.104}$$

3.5 Zusammenfassung der Ergebnisse und Schlussfolgerung

3.5.1 Spannungsverluste des Spannglieds

	Spannglied unten [MPa]	Verluste [MPa]	Spannglied oben	Verluste [MPa]
$\sigma_p(t=0)$	1276,63		1233,28	
$\Delta\sigma_{ks}$		-16,44		-15,88
$\Delta\sigma_{pr,Litze}$		$-9,45 \cdot 10^-3$		$-8,37 \cdot 10^-3$
$\sigma_{p,u}(t_0{}^v)$	1260,16		1217,37	
$\sigma_{p,u}(t_0{}^n)$	1200,00		1200,00	
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_1)$		-0,81		-0,84
$\sigma_p(t_1 = 50h)$	1199,19		1199,16	
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_2)$		- 52,41		-40,59
$\sigma_p(t_2 = 28d)$	1147,59		1159,41	
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_\infty)$		-90,33		-69,44
$\sigma_p(t_\infty)$	1109,67		1130,56	
bez. Verlust zum Zeitpkt. $t=0$ $\frac{\Delta\sigma_{ks}+\sigma_{pr,Litze}}{\sigma_p(t=0)}$		1,29%		1,29%
bez. Verlust zum Zeitpkt. $t_2 = 28d$ $\frac{\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_2)}{\sigma_{p,u}(t_0{}^n)}$		4,37%		3,38%
bez. Verlust zum Zeitpkt. $t=\infty$ $\frac{\Delta\sigma_{p,c+s+r}(t_\infty)}{\sigma_{p,u}(t_0{}^n)}$		7,53%		5,79%

Tabelle 3.7: Zusammenfassung der Vorspannungsverluste

Die Zusammenstellung der Spannungsverluste der CFK-Stäbe in der Tabelle 3.7 zeigt, dass die Spannungsverluste geringer sind als bei mit Litzen vorgespannten normalfesten Betonbauteilen (i. d. R. Spannungsverluste von rund 15%). Somit kann der geplante Vorspannungsablauf für die Biegeversuche durchgeführt werden.

3.5.2 Spannungsnachweise des Betons

Betrachtungszeitpunkt	Spannungsnachweis [MPa]	
$t_0 = 48h$	Feldmitte, obere Faser	
Vorspannen des Unter- und Obergurts	$-3,71 < 0,00$	✓
$t_0 = 48h$	Feldmitte, obere Faser	Zugspannung in der
Zuerst Vorspannen des Untergurts	$2,73 > 0,00$	oberen Faser!
$t_0 = 48h$	Feldmitte, untere Faser	Zugspannung in der
Zuerst Vorspannen des Obergurts	$1,34 > 0,00$	unteren Faser!
$t_1 = 50h$	Verhebepunkt, obere Faser	
Verheben des vorgespannten Trägers	$-2,71 < 0,00$	✓

Tabelle 3.8: Zusammenfassung der Spannungsnachweise

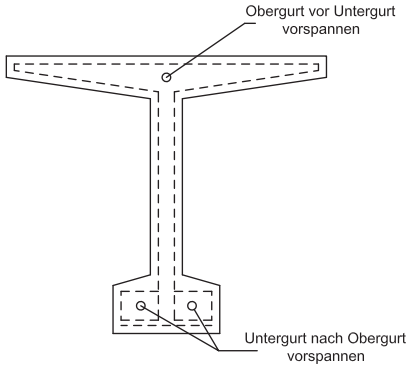


Abbildung 3.6: Hinweis zum Vorspannen

Die Spannungsnachweise ergaben, dass beim Einleiten der Vorspannkraft abhängig von der Reihenfolge des Vorspannens Zugspannungen an den Randfasern des Trägers auftreten. Die Variante bei welcher zunächst das Spannglied des Obergurts gekappt wird, verursacht Zugspannungen von 1,34 MPa an der unteren Trägerfaser und kann aufgrund der zu erwartenden UHPC-Zugfestigkeit (7-11 MPa [21]), vom Beton aufgenommen werden. Nach dem vollständigen Einleiten der Vorspannkraft ist der Träger überdrückt. In der Tabelle 3.8 ist eine Zusammenstellung der geführten Spannungsnachweise dargestellt.

3.5.3 M_{crack} zum Zeitpunkt der Biegeversuche t_2

Berechnungen ergeben, dass bei einem 4-Punkt-Biegeversuch zum Zeitpunkt $t_2 = 28d$ der mit CFK-Stäben vorgespannte Träger bei einem positivem Biegemoment von 30,14 kNm reißen würde. Das entspricht Kräften (bei einer Wirkung im Drittelpunkt des Trägers) von 18,08 kN. Dabei dient das ermittelte Rissmoment (siehe Tab. 3.9) als Orientierung für die geplanten Biegeversuche.

Betrachtungszeitpunkt	Spannung, Feldmitte, Faser unten σ_{cu,t_2} [MPa]	F_{crack} [N]	M_{crack} [Nmm]
$t_2 = 28d^{\,v}$ kurz vor 4-Pkt. Biegeversuch	$-17,51$	0,00	0,00
$t_2 = 28d^{\,n}$ 4-Pkt. Biegeversuch	$f_{ctm} = 11,63$	$19,61 \cdot 10^3$	$32,69 \cdot 10^6$

Tabelle 3.9: Rissmoment

Kapitel 4

Experimentelle Untersuchungen

4.1 Konzept zu den experimentellen Untersuchungen

Betrachtet man die filigranen TRUHPC Querschnitte in den Abbildungen 1.1 und 3.2 kommen folgende Fragen auf:

1. Wie funktioniert der Verbund zwischen den FVW-Stäben und dem UHPC?
2. Wie können die Vorspannkräfte der FVW-Stäbe in den dünnen Untergurt des Querschnitts eingeleitet werden?

Um die erste Frage zu beantworten, wurden im Zuge dieser Arbeit Pull-Out Versuche durchgeführt. Dabei wurden anhand von Auszugversuchskörpern, in Anlehnung an die RILEM Empfehlungen [46], Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen (VSB) ermittelt. Diese VSB gaben Aufschluss über die wirksamen Verbundmechanismen bei unterschiedlichen Oberflächenbeschaffenheiten der FVW-Stäbe.
Zur Beantwortung der zweiten Frage werden üblicherweise Lasteinleitungsversuche durchgeführt (siehe Abb. 4.1). Dabei wird der Untergurt des TRUHPC-Querschnitts separat als TRUHPC-Prisma betrachtet und vorgespannt. Anhand der Spannkrafteinleitungsversuche kann die optimale Flanschgeometrie gefunden werden. Um jedoch die Lasteinleitungsversuche durchführen zu können, müssen die CFK-Stäbe vorgespannt werden. Jedoch gibt es derzeit am Markt keine ausreichend zuverlässigen mechanischen Verankerungssysteme für CFK-Stäbe. UHPC-Vergussverankerungen können dabei Abhilfe schaffen. Diese sind reproduzierbar (Herstellung in Eigenregie möglich) und sind weniger aufwändig als das Koppeln von Litzen und CFK-Stäben mit anschließendem Verankern bei beengten Platzverhältnissen (geringer Abstand zwischen den CFK-Stäben des Untergurts). Aufgrund dieser Überlegungen wurden in der vorliegenden Arbeit Verankerungsversuche durchgeführt. Dabei wurden besandete CFK-Stäbe in UHPC-Vergussverankerungen einbetoniert und bis zum Versagen mittels einer Presse auf Zug beansprucht.

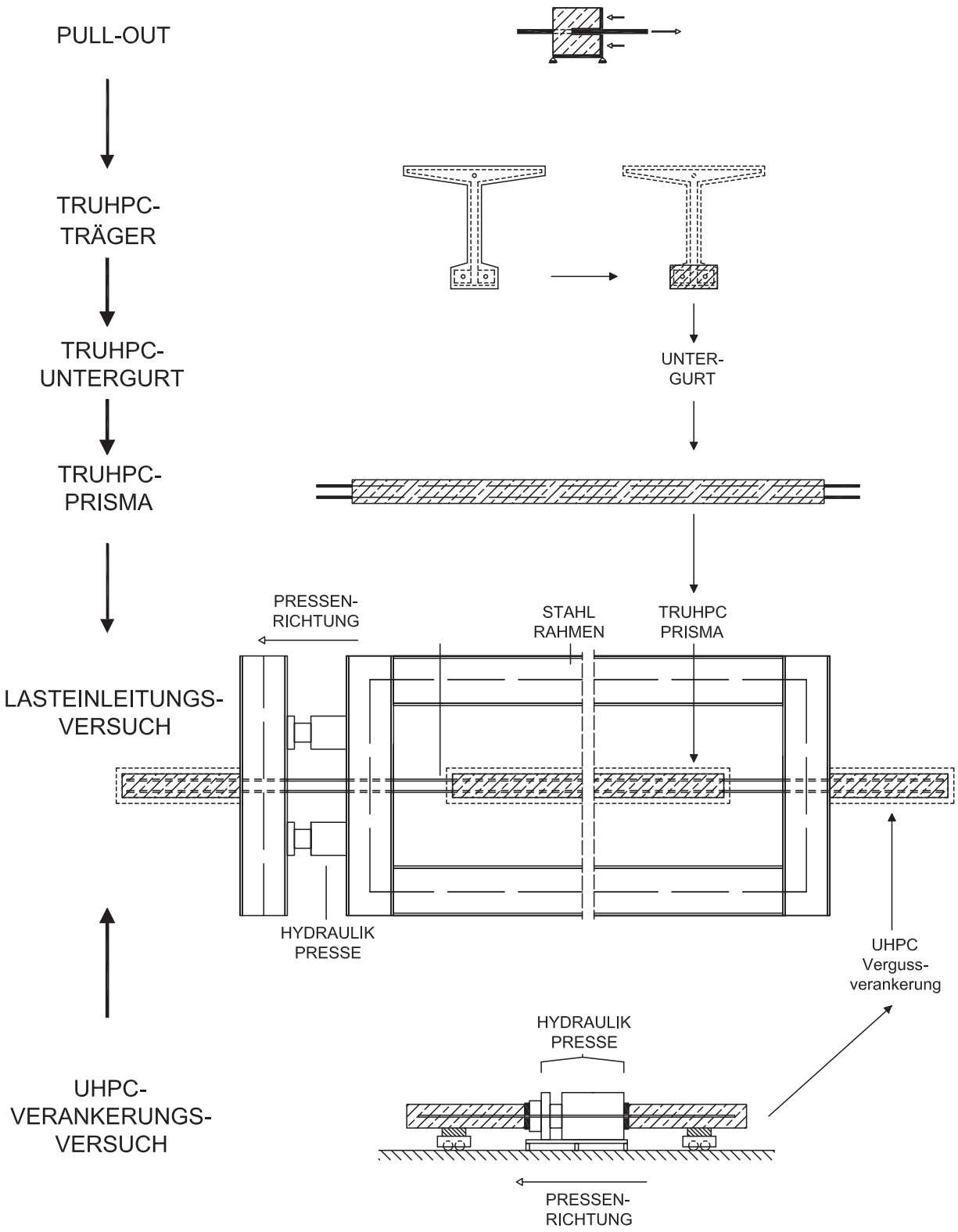


Abbildung 4.1: Konzept zu den experimentellen Untersuchungen

4.2 Pull-Out Versuch

4.2.1 Allgemeines

Um das Verbundverhalten zwischen FVW-Bewehrungen und UHPC zu erfassen wurden Pull-Out Versuche geplant und durchgeführt. Dabei wurden unterschiedliche Bewehrungsarten (CFK-Bewehrung und AR-Glas Bewehrung) mit unterschiedlichen Oberflächenbeschaffenheiten (besandet, glatt, gerillt, gerippt) untersucht. Insgesamt wurden 5 Versuchsserien mit je 4 bzw. 5 Pull-Out Versuchskörpern hergestellt. Die Betonmatrix bestand bei allen Pull-Out Versuchen aus der selben UHPC Zusammensetzung.
Im Zuge der Pull-Out Versuche wurde die Ausziehkraft und der dazugehörige Schlupf des Bewehrungsstabs aufgezeichnet und der Zusammenhang in einem Verbundspannungs-Schlupf-Diagramm dargestellt. Somit konnte das prinzipielle Verbundverhalten untersucht und die maximal übertragbare Verbundspannung mit dem dazugehörigen Schlupf charakterisiert werden.

4.2.2 Ausgangsstoffe

4.2.2.1 UHPC Zusammensetzung

Alle Prüfkörper der Pull-Out Versuche stammten von der selben UHPC Charge. Die Hauptkomponenten der UHPC Zusammensetzung sind in der Tabelle 4.1 ersichtlich. Die UHPC Mixtur wurde von Dipl. Ing. Dr. techn. Johannes Kirnbauer, Institut für Hochbau und Technologie der TU Wien, zusammengestellt.

UHPC -Serie 1A	[kg]
Zement CEM I 52,5N C_3A-frei	666,0
Quarzsand 0,1-0,5 mm	928,0
Quarzmehl	333,0
Silikastaub	167,0
Anmachwasser	169,0
Fließmittel	30,0
Konsistenzerhalter	13,0
Schwindreduzierer	7,0
Entlüfter	1,0

Tabelle 4.1: UHPC Mischungszusammensetzung bezogen auf einen m^3

4.2.2.2 Faserverbundwerkstoff Bewehrung

Für die Versuche wurden Carbon und AR-Glas Bewehrungsstäbe mit unterschiedlichen Oberflächenbeschaffenheiten verwendet. Die folgenden, von den Unternehmen S&P Clever Reinforcement Company AG und solidian GmbH, bereitgestellten FVW Bewehrungen wurden für die Pull-Out Versuche verwendet:

- CFK besandet - S&P (Abb.4.2 a)) - die Fertigung erfolgt durch einen Epoxidharzanstrich mit einer anschließenden Aufbringung von Quarzsand. Die Verbundfestigkeit hängt dabei vom Verbund zwischen dem Harz, dem Quarzsand und der Staboberfläche ab.



Abbildung 4.2: a) CFK besandet, b) CFK gerillt, c) GFK gerippt, d) CFK glatt

- CFK radial gerillt - S&P (Abb.4.2 b)) - durch nachträgliches Einfräsen radial verlaufender Kerben wird die Verbundfestigkeit gesteigert. Nachteil dieser Oberflächenbearbeitung ist die Schwächung des ursprünglichen Querschnitts.
- CFK glatt - S&P (Abb.4.2 d)) - die einfachste Form der Oberflächenbeschaffenheit mit einem geringen Verbundwiderstand. Die Übertragung des Verbundes erfolgt durch Haft- und Reibverbund.
- AR-Glas gerippt - solidian (Abb.4.2 c) - nachträglich aufgebrachte Kunstharzrippen führen zu einer Erhöhung der Verbundfestigkeit. Der übertragbare Verbund hängt dabei von der Profilierung und der Scherfestigkeit der Harzrippen ab.

4.2.3 Prüfkörper

Zur Ermittlung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung und infolgedessen zur Untersuchung des Verbundverhaltens, wurden Pull-Out Versuche in Anlehnung an die EG-Bauproduktenrichtlinie EN 10080-Anhang D [15] durchgeführt. Diese basieren wiederum auf den RILEM-Empfehlungen [46]. Dazu wurde in der Mitte des Betonwürfels der zu untersuchende Bewehrungsstab angeordnet, welcher eine Betonverbundlänge von 5 $\cdot d_p$ (fünffache Durchmesser des Bewehrungsstabs) aufweist. Aufgrund dieser geringen Verbundlänge weichen die lokalen Verbundspannungen nur geringfügig von der gemessenen mittleren Verbundspannung ab (Abb. 4.3).

4.2.4 Herstellung der Prüfkörper

Die Schalung der Prüfkörper wurde im Prüflabor des Instituts für Tragkonstruktionen hergestellt (Abb. 4.4 - a, b, c). Das Betonieren (Abb. 4.4 - d) erfolgte im Labor des Instituts für Baustofflehre und Werkstofftechnologie der TU Wien. Alle Prüfwürfel hatten Kantenabmessungen von 100 mm und die Betonierrichtung erfolgte senkrecht zur Stablage. Eine idealisierte Darstellung des Versuchsaufbaus ist in der Abbildung 4.5 ersichtlich. Aufgrund der selbstnivellierenden Eigenschaften des flüssigen Betons war kein Verdichten notwendig. Zur Nachbehandlung wurden die frisch betonierten Prüfwürfel mit Planen abgedeckt, um ein zu schnelles Austrocknen des jungen Betons zu verhindern.

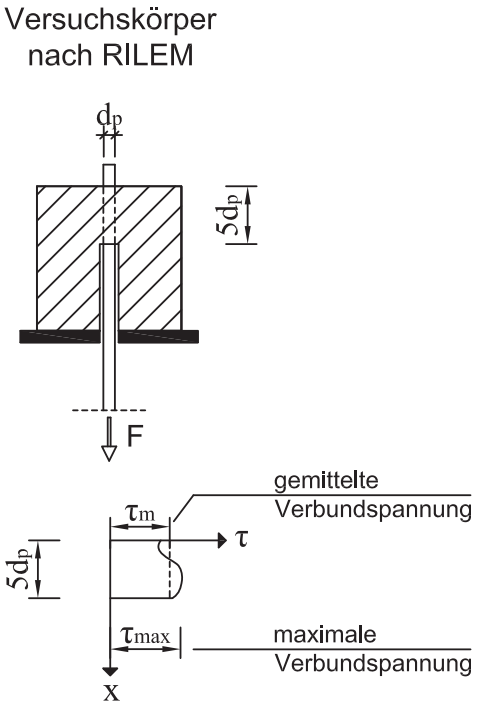


Abbildung 4.3: Idealisierter Verbundspannungsverlauf über die effektive Verbundlänge [37]

Versuchsserie	Betonsorte	Bewehrungsart	d [mm]	Versuchswürfelanzahl	Betonalter
P-Csa-1	UHPC	CFK - besandet	8	5 Stk.	24h
P-Cgl-2	UHPC	CFK - glatt	8	4 Stk.	33d
P-Ggr-3	UHPC	AR-Glas - gerippt	8	5 Stk.	33d
P-Cri-4	UHPC	CFK - radial gerillt	8	4 Stk.	33d
P-Csa-5	UHPC	CFK - besandet	8	5 Stk.	33d

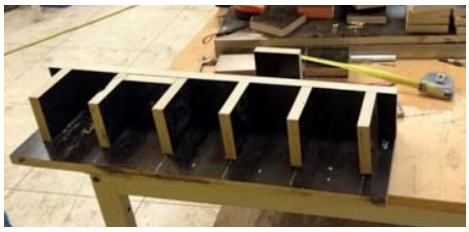
Tabelle 4.2: Versuchsserien Pull-Out Würfel

Zur Bestimmung der Festigkeitseigenschaften wurden Versuchsprismen nach der Prüfnorm EN 12390-5 [38] hergestellt und im Rahmen von 3-Pkt. Biegeversuchen bestimmt. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 4.3 aufgelistet.

4.2.5 Parameteruntersuchung

Insgesamt wurden mit dem beschriebenem Herstellungsablauf 5 verschiedene Versuchsserien, mit je 4 bis 5 Prüfwürfeln angefertigt und untersucht (Tab. 4.2). Dabei wurden folgende Parameter variiert:

- Materialvariation der Bewehrung (Carbon, AR-Glas)
- Oberflächenbeschaffenheit der Bewehrungen (glatt, radial gerillt, besandet, gerippt)
- Unterschiedlicher Zeitpunkt der Belastungsaufbringung (24h, 33d)

a)  b) 

c)  d) 

Abbildung 4.4: a), b) und c) Herstellung der Schalung, d) Betonieren der Würfel

4.2.6 Versuchsplanung und Durchführung

4.2.6.1 Versuchsaufbau und Messtechnik

Die Pull-Out Versuche wurden im Labor des Instituts für Baustofflehre und Werkstofftechnologie der TU Wien durchgeführt. Abbildung 4.5 stellt schematisch das Versuchsprinzip dar, der tatsächliche Versuchsaufbau ist in der Abbildung 4.6 ersichtlich. Dabei orientiert sich der Ablauf der Versuche an dem von RILEM [46] empfohlenen Auszugversuchskörper, welcher dort anhand von Würfeln mit Abmessungen von 200 mm ausgeführt ist. Da so große Betondeckungen nicht mit den späteren Abmessungen der Verankerungsversuche (siehe Kapitel 4.3) übereinstimmen, wurden für die Versuche Würfel mit Abmessungen von 100 mm hergestellt.
Die Kraftaufbringung erfolgte bei der ersten Versuchsserie P-Csa-1 zunächst kraftgesteuert, erwies sich aber als wenig vorteilhaft, da nach Überschreiten der maximalen Verbundspannung eine oszillierende, nicht aussagekräftige Schlupfmessung erfasst wurde. Aus diesem Grund wurden die restlichen Versuchsserien (Versuchsserie 2-5) weggesteuert durchgeführt. Dabei lag die Belastungsgeschwindigkeit bei 1,2 mm/min und war somit unterhalb des von ACI [1] empfohlenen Höchstwertes von 1,3 mm/min. Lediglich beim Versuchskörper P-Cgl-2-1 lag die Belastungsgeschwindigkeit bei 0,6 mm/sec, wurde aber als zu langsam beurteilt.
Es ist zu erwähnen, dass sich der Versuchsaufbau der ersten Versuchsserie P-Csa-1, im Vergleich zu den anderen Versuchsserien, unterschieden hat. Bei der ersten Versuchsserie wurde auf eine Elastomerunterlage verzichtet, um potenzielle Differenzsetzungen zu vermeiden und somit den Versuchsaufbau möglichst steif zu halten. Im Zuge der ersten Pull-Out Versuche kam es aber aufgrund der fehlenden Elastomerlager zu einer ungleichmäßigen Lagerung des Prüfkörpers, wodurch die Messung beeinflusst wurde. Folgedessen waren einige Ergebnisse dieser Serie nicht brauchbar. Lediglich bei zwei Versuchskörpern der ersten Versuchsserie P-Csa-1 führten die Versuche zu plausiblen Ergebnissen.
Unabhängig von den Schwierigkeiten bei der Versuchsanordnung der Versuchsserie P-Csa-1, sind die maximal gemessenen Ausziehkräfte als verwertbar zu beurteilen, und eine Aussage zum Verbundverhalten kann getroffen werden.
Am Ende der Pull-Out Versuche wurde aus jeder Versuchsreihe ein Prüfwürfel mittels Presse gespalten, um die Verbundfuge zu inspizieren und somit Aufschluss über den Versagensmechanismus zu bekommen.

Messtechnik

Die aufgebrachte Kraft wurde von einer Kraftmessdose aufgezeichnet, welche fest am Prüfrahmen angebracht ist. Der Schlupf der Bewehrung wurde am lastabgewandten Ende des Bewehrungsstabes gemessen. Dies erfolgte mithilfe eines induktiven Wegaufnehmers (Abb.4.6) welcher die Relativverschiebung zwischen der Bewehrung und der Betonoberfläche maß. Beide Messungen, die Ausziehkraft und der dazugehörige Schlupf, wurden digital mittels einer Software erfasst und nachträglich synchronisiert.
Aus den gemessenen Kräften wurden, unter der Annahme einer idealen Mantelfläche ($Umfang \times Verbundlänge$), über die Verbundfläche die Verbundspannungen berechnet.

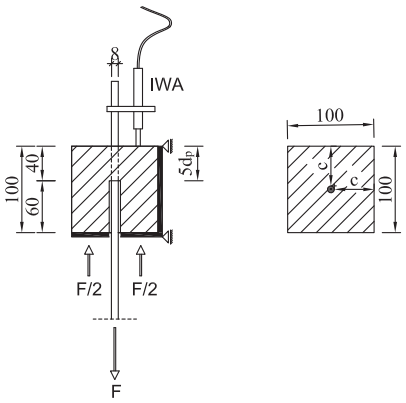


Abbildung 4.5: Idealisierte Darstellung des Pull-Out Versuchs - [mm]

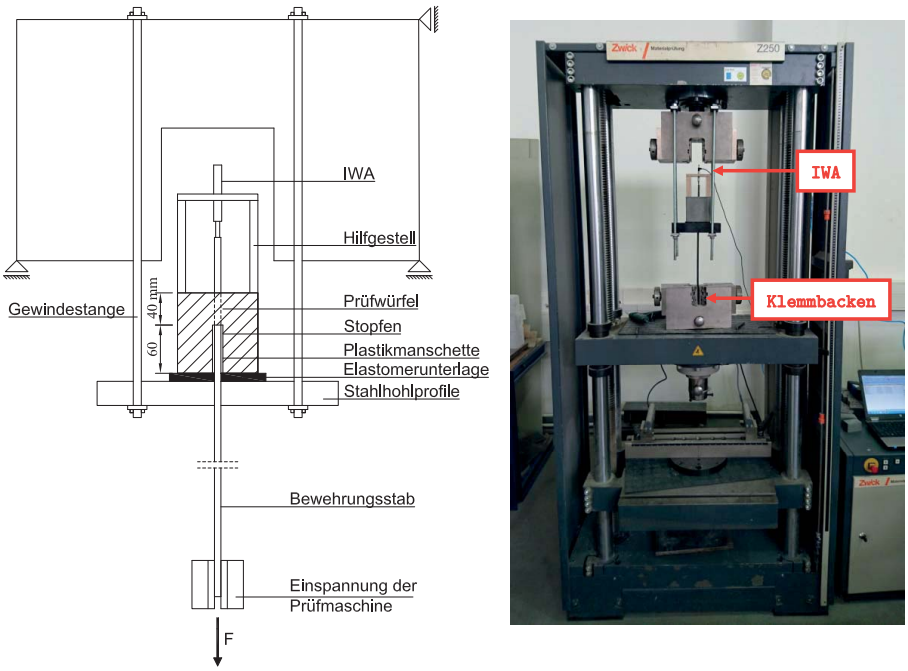


Abbildung 4.6: Pull-Out Versuchsplan (links) und Zwick Prüfrahmen (rechts)

4.2.7 Ergebnisse

4.2.7.1 Festbetoneigenschaften

Neben dem Betonieren der Pull-Out Würfel wurden, mit der selben UHPC Charge, Versuchsprismen nach der Prüfnorm EN 12390-5 [38] zur Bestimmung der Biegezugspannungen und Würfeldruckfestigkeiten betoniert. Die Ergebnisse dieser Versuche sind in der Tabelle 4.3 dargestellt.

	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]	E_{cm} [GPa]
UHPC - 24h	41,7	7,03	keine Auswertung
UHPC - 33d	148,7	11,60	60,3

Tabelle 4.3: UHPC-Materialkennwerte

4.2.7.2 Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (VSB) und Versagensart

Im folgenden Abschnitt werden die VSB der einzelnen Proben, deren Mittelwerte der Verbundfestigkeit und der dazugehörige Schlupf angeführt, sowie die Versagensart der Verbundfuge kommentiert. Eine Übersicht dieser Ergebnisse ist in der Tabelle 4.4 dargestellt. Maßstäblich größere Darstellungen der Versuchsergebnisse der einzelnen Prüfkörper sind in den Messdatenblättern der Pull-Out Versuche im Anhang ersichtlich.

Versuchsserie	τ_{max} [N/mm²] Mittelwert	Schlupf [mm] Mittelwert	Verbundfläche - Betonwürfel	Verbundfläche - Bewehrung
P-Csa-1	12,1	0,13	$b \div c$	a
P-Cgl-2	4,0	0,07	b	b
P-Ggr-3	10,7	0,19	b	$d \div e$
P-Cri-4	13,8	4,2	b	c
P-Csa-5	16,0	0,1	$b \div c$	a

Beton: a-abgeschert; b-unbeschädigte Betonoberfläche; c-deutliche Abriebspuren in der Verbundfläche

Bewehrung: a-Besandung abgerieben; b-unbeschädigte Oberfläche; c-Aufborsten der Stäbe, d-Versagen der Bewehrungsrippen; e- Versagen in der Lasteinleitung der Prüfmaschine

Tabelle 4.4: Ergebnisübersicht der Pull-Out Versuche und Beschreibung der Versagensart

CFK-Bewehrung besandet

Die beiden Diagramme in der Abbildung 4.7 stellen die ausgewerteten Verbundspannungs-Schlupf-Beziehungen der besandeten CFK-Bewehrungen dar und unterscheiden sich lediglich durch den Zeitpunkt der Lastaufbringung. Diese fand nach 24h, bzw. 33d Härtungszeit statt. Die übertragbaren Verbundspannungen sind bei den Prüfkörpern mit einer längeren Härtungszeit naturgemäß höher. Betrachtet man die VSB wirkt zunächst der Haftverbund. Wird dieser überschritten kommt es zu einer Relativverschiebung, wodurch der Reibverbund aktiviert wird. Nach Erreichen der maximalen Verbundspannung kommt es bei einer Zunahme des Schlupfs zu einem deutlichen Abbau der übertragbaren Verbundspannung.

Um den tatsächlichen Versagensmechanismus zu identifizieren wurde ein Prüfwürfel gespalten. Dabei konnte ein deutlicher Abrieb der Besandung erkannt werden. (siehe Messdaten der Pull-Out Versuche im Anhang).

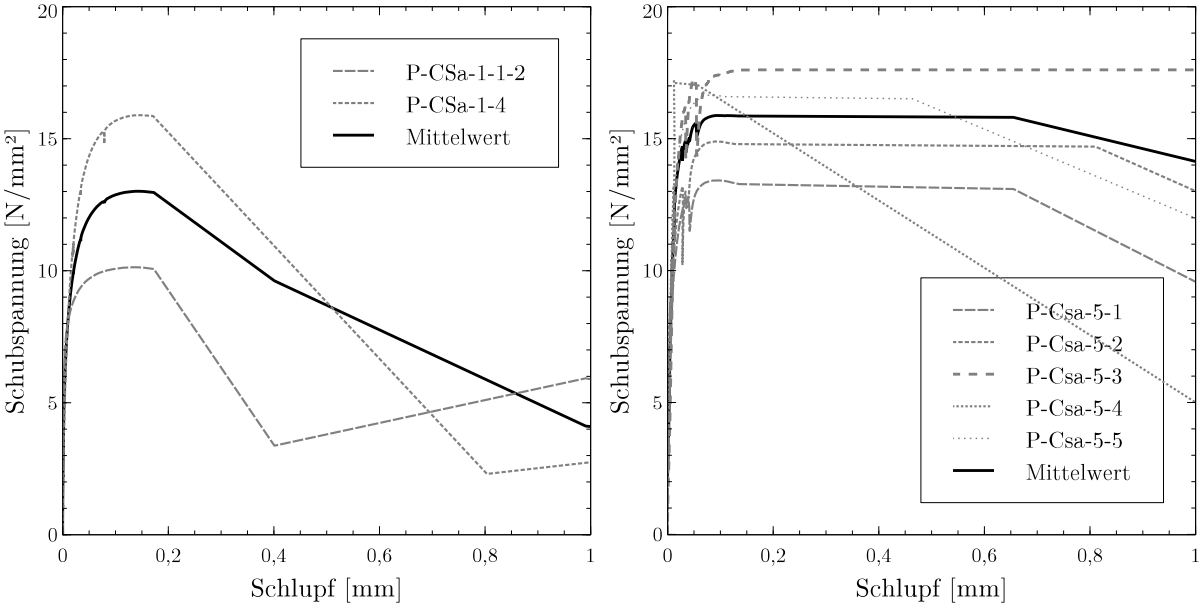


Abbildung 4.7: CFK besandet, 24h (links), CFK besandet, 33d (rechts)

CFK-Bewehrung glatt und gerillt

Die VSB der glatten CFK Stäbe in Abb. 4.8 (links) zeigt eine deutlich kleinere Verbundfestigkeit im Vergleich zu den vorherigen Stäben. Ein weiteres Charakteristikum der glatten CFK Stäbe ist der Verlauf des abfallenden Belastungsastes. Nach überschreiten des Haftverbundes, wird Reibverbund aktiviert und es erfolgt ein kontinuierliches Ausziehen des Stabes aus der Materie. Dabei ist kein ausgeprägtes Verbundspannungsmaximum mit anschließendem abfallenden Ast erkennbar. Das Öffnen der Würfel hat gezeigt, dass die Oberfläche der Bewehrung und des Betons glatt ist. Das ist auch mit dem kontinuierlichen Herausziehen der Bewehrung im Einklang.
Die VSB der gerillten CFK Stäbe (Abb. 4.8-rechts) weist eine deutlich höher übertragbare Verbundspannung auf. Darüber hinaus hat das Spalten des Prüfwürfels ein eindeutiges Aufborsten und Versagen der CFK-Bewehrung im Bereich der Verbundlänge gezeigt (siehe Messdaten der Pull-Out Versuche im Anhang). Der Probewürfel P-Cri-4-1 wurde als ungültig bewertet da Beton in die Plastikmanschette geronnen ist und somit die Verbundlänge ungewollt vergrößert wurde.

AR-Glas (GFK) Bewehrung gerippt

Die VSB der gerippten AR-Glas Bewehrung zeigt einen kontinuierlichen Anstieg der Verbundspannung, bis es zu einem abrupten Abfall in der Messkurve kommt. Dieser abrupte Abfall der Verbundspannung ist auf die Verankerung der Bewehrung im Prüfrahmen zurückzuführen.
Das Versagen trat nicht wie vorgesehen in der Verbundfuge auf, sondern im Bereich der Krafteinleitung. Ein Grund dafür ist die Empfindlichkeit der wenig tragfähigen Rippen aus harzartigem Material. Diese wurden durch den großen Anpressdruck der Klemmbacken zerstört, wodurch

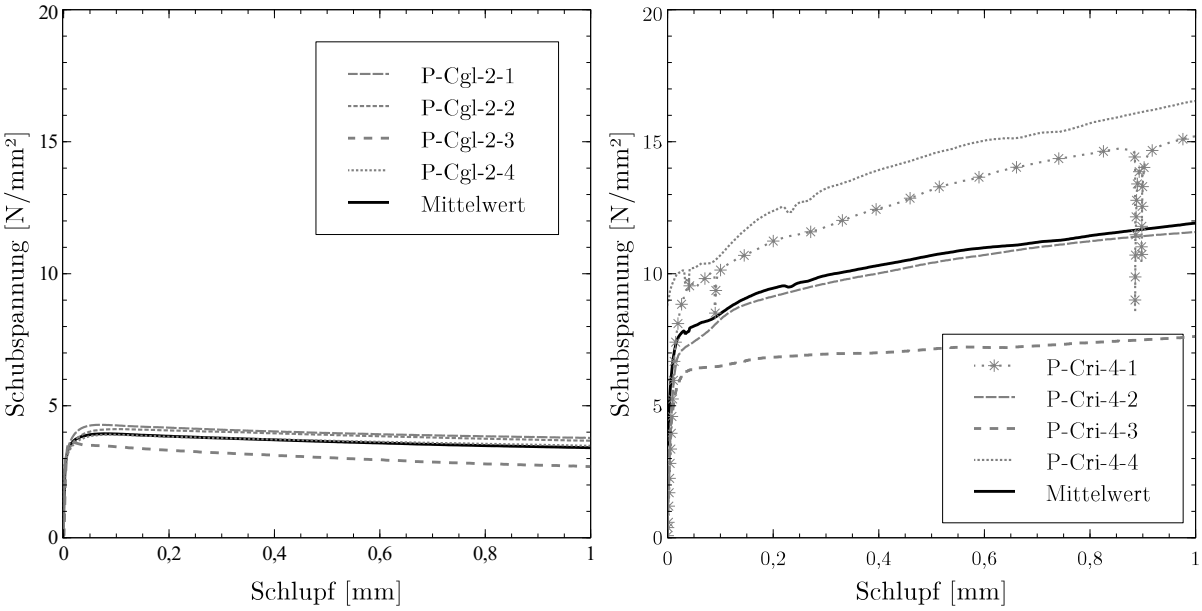


Abbildung 4.8: CFK glatt, 33d (links), CFK gerillt, 33d (rechts)

eine Relativverschiebung in diesem Bereich auftrat (siehe Abbildung 4.9 rechts). Aus diesem Grund wird empfohlen, für die Verankerung der AR-Glas Bewehrung im Prüfrahmen anstelle von Klemmbacken eine Epoxid-Vergussverankerung zu verwenden.

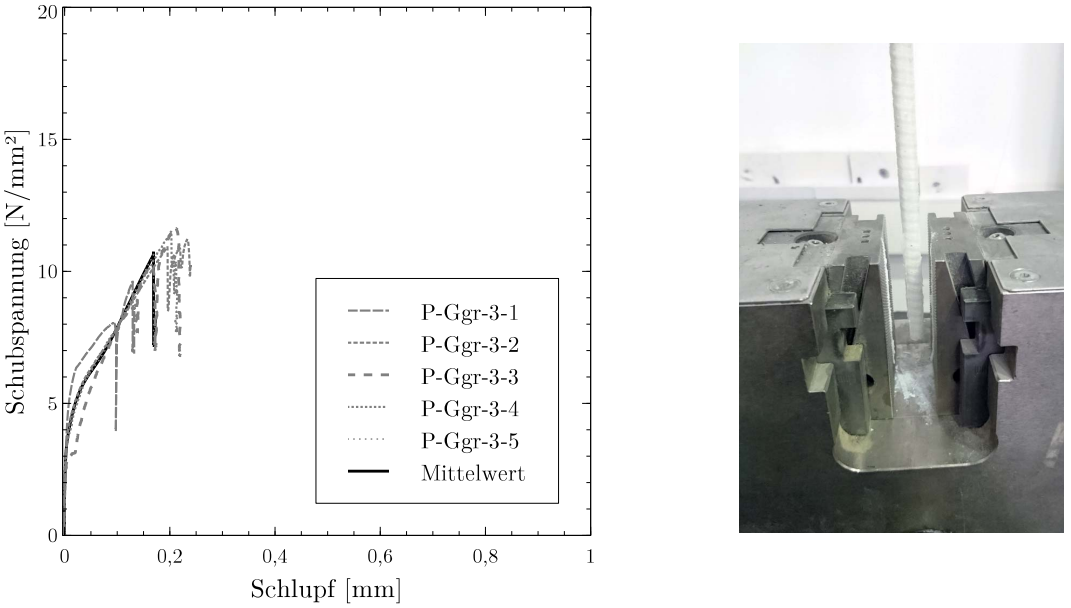


Abbildung 4.9: AR-Glas gerippt, 33d (links), Krafteinleitung - AR-Glas Stab (rechts)

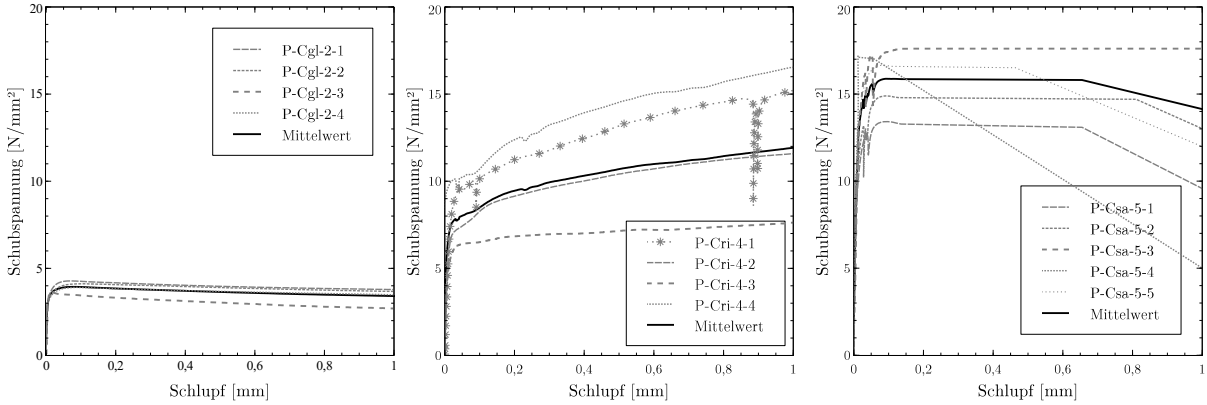


Abbildung 4.10: Ergebnisse der Pull-Out Versuche der CFK Bewehrung - glatt (links), gerillt (Mitte), besandet (rechts), 33d Betonalter

4.2.8 Zusammenfassung der Pull-Out Versuche

Die durchgeführten Pull-Out Versuche gaben Aufschluss über die wirksamen Verbundmechanismen zwischen den Stäben aus FVK und dem UHPC. Diese Erkenntnisse sind wichtig für die Planung und Durchführung der Lasteinleitungsversuche.
In der Abbildung 4.10 ist ein Vergleich der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung der unterschiedlichen CFK-Bewehrungen ersichtlich. Die mittlere Verbundspannungsfestigkeit beträgt im Mittel bei den besandeten Stäben 16,0 MPa (Betonalter: 33d) und wird bei einem Schlupf von 0,1 mm erreicht. Das Mittel der Verbundfestigkeit der gerillten Stäbe fiel etwas geringer aus, und erreichte 13,8 MPa (Betonalter: 33d), bei einem weit aus höheren Schlupf von 4,2 mm.
Bis zum Eintreten von Schlupf wirkt unabhängig von der Oberflächenbeschaffenheit Haftverbund zwischen Bewehrungsstab und Beton. Nach Erreichen der maximal übertragbaren Verbundspannung zufolge Haftverbund tritt ein Schlupf auf, wobei abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe unterschiedliche Übertragungsmechanismen aktiviert werden. Bei den besandeten Stäben erfolgt die Übertragung der Verbundspannung über Reibverbund, wobei das Versagen in der Verbundfuge als spröde zu beurteilen ist. Bei den gerillten Stäben hingegen wird ein Scherverbund aktiviert, wobei das Versagen duktil erfolgt.
Für die Planung der späteren Lasteinleitungsversuche ist die Verbundfestigkeit der besandeten Stäbe mit einem Betonalter von 24h von Bedeutung. Diese betrug im Mittel 12,1 MPa bei einem Schlupf von 0,13 mm. Aufgrund dieser hohen Anfangsfestigkeit wird geplant, dass für die weiteren Spannkrafteinleitungsversuche die Vorspannkraft nach 24h bzw. 48h abgelassen werden kann.
Das Öffnen einzelner Pull-Out Würfel gab Aufschluss über den Versagensmechanismus der verschiedenen Konfigurationen. Bei den besandeten Stäben wurde die gesamte Besandungsschicht abgerieben, wohingegen bei den gerillten Stäben es zu einem Aufborsten der CFK Stäbe im Verbundbereich kam. Abbildungen dazu sind im Messprotokoll der Pull-Out Versuche im Anhang zu finden.
Eine weitere wichtige Erfahrung, welche im Zuge der Pull-Out Versuche gesammelt werden konnte, ist der Zusammenhang zwischen der Zugfestigkeitsentwicklung des Betons, und der übertragbaren Verbundspannung. Betrachtet man die mittlere Verbundspannung (12,1 MPa) der ersten Versuchsserie (P-Csa-1, Härtung 24h) und die mittlere Verbundspannung (16,0 MPa) der fünften Versuchsserie (P-Csa-5, Härtung 33d) ist eine Steigerung der übertragbaren Verbundspannung von über 30% zu beobachten. Die Druckfestigkeit des UHPC steigert sich, im Vergleich der Härtungszeit von 24h und 33d, um mehr als das dreifache, wohingegen die Biegezugfestigkeit des Betons um lediglich 65 % ansteigt. Aus dem angeführten Vergleich kann angenommen

werden, dass die Zugfestigkeitsentwicklung des UHPC einen weitaus höheren Einfluss auf die Verbundfestigkeitsentwicklung hat, als die Druckfestigkeitsentwicklung.
Untersuchungen zum Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC [7] an der RWTH Aachen bekräftigen die Annahme, bei welcher sich die Verbundfestigkeit zunächst schnell, und mit zunehmendem Alter langsamer als die Betondruckfestigkeit entwickelt. Aus diesem Grund empfehlen die Verfasser des Fachbeitrags, anstelle der Druckfestigkeitsentwicklung den Verlauf der Zugfestigkeitsentwicklung zur Beschreibung der Verbundfestigkeitsentwicklung heranzuziehen.

4.3 Verankerungsversuch

4.3.1 Allgemeines

Um die Anwendbarkeit von vorgespannten CFK Bewehrungen in UHPC Bauteilen zu untersuchen, werden in näherer Zukunft Lasteinleitungsversuche am Institut für Tragkonstruktionen durchgeführt. Um die Lasteinleitungsversuche durchführen zu können, müssen die CFK Bewehrungen verankert werden. Eine Möglichkeit CFK Bewehrungen zu verankern sind UHPC-Vergussverankerungen (siehe Abb. 4.1).
Um die Leistungsfähigkeit dieser UHPC-Vergussverankerungen zu beurteilen wurden Verankerungsversuche durchgeführt. Im Rahmen von zwei Verankerungsversuchen wurden besandete CFK Bewehrungsstäbe mit einem Durchmesser von 8 und 10 mm in UHPC Prismen einbetoniert und mittels einer Presse herausgezogen. Die Kraft der Presse, der dazugehörige Pressenweg und der Versagensmechanismus wurde aufgezeichnet und dokumentiert.

4.3.2 Ausgangsstoffe

4.3.2.1 UHPC Zusammensetzung

Die UHPC Zusammensetzung der Verankerungsversuche ist ident zur UHPC Zusammensetzung der Pull-Out Versuche, und ist in der Tabelle 4.3 des Kapitels 4.2 ersichtlich. Die Zusammenstellung und Optimierung der UHPC Komponenten erfolgte wie auch bei den Pull-Out Versuchen durch Dipl. Ing. Dr. techn. Johannes Kirnbauer, Institut für Hochbau und Technologie der TU Wien. Die Versuchsdurchführung erfolgte bei einem Betonalter von 48h.

4.3.2.2 FVW-Bewehrung

Für die Versuche wurden besandete CFK Bewehrungsstäbe des Herstellers S&P Clever Reinforcement Company AG verwendet (siehe Abbildung 4.11). Zum bewehren der UHPC-Prismen kam konventioneller Betonstahl (B550) zum Einsatz.



Abbildung 4.11: CFK Stab - besandet

4.3.3 Versuchsplanung und Durchführung

Die wichtigsten Abmessungen der UHPC Vergussverankerung, die Anordnung der Bewehrung und die verwendeten Messinstrumente sind in der Abbildung 4.12 ersichtlich. Zum Versuchsaufbau ist zu sagen, dass beim ersten Versuch (CFK ∅8 mm) keine Ankerplatte zwischen der Kraftmessdose und dem UHPC Prisma angeordnet wurde. Beim zweiten Versuch (CFK ∅10 mm) wurde jedoch eine zusätzliche Ankerplatte angeordnet, um die Kraft der Presse möglichst gleichmäßig auf die Ansatzfläche des UHPC Vergusskörpers zu verteilen und so Spanngungskonzentrationen zu vermeiden (siehe Abb. 4.12).
Die Aufbringung der Kraft erfolgte durch eine Presse welche wiederum durch eine Hydraulikhandpumpe betrieben wurde. Die Kraftmessung erfolgte durch eine Kraftmessdose und die Messung des zurückgelegten Pressenweges durch einen induktiven Wegaufnehmer. Die Datenerfassung und die Synchronisierung beider Messgrößen erfolgte digital über eine Software.

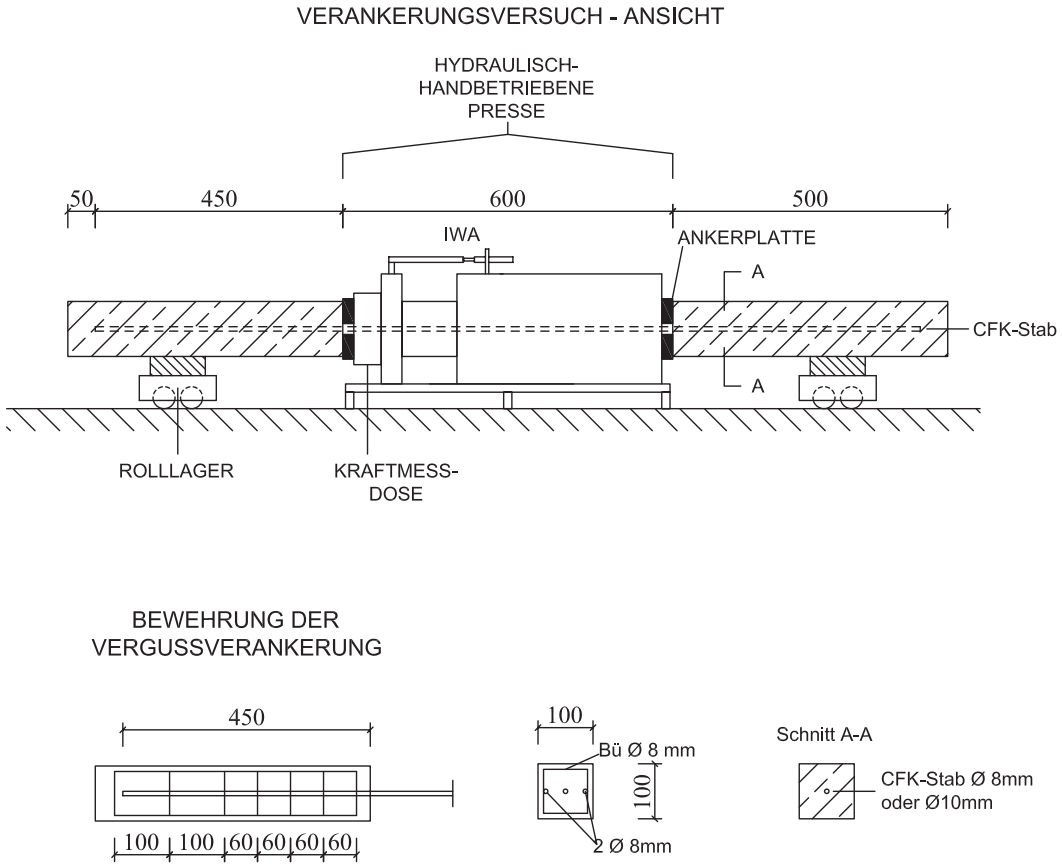


Abbildung 4.12: Schematischer Aufbau des Verankerungsversuchs -[mm]

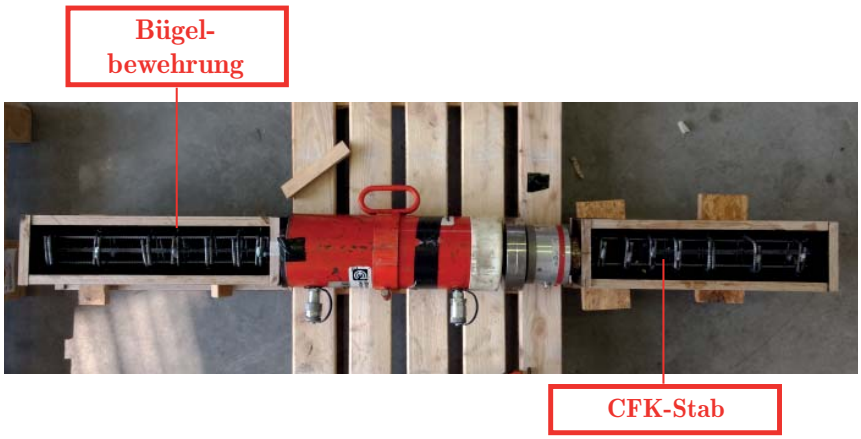


Abbildung 4.13: Verankerungsversuch vor dem Betonieren

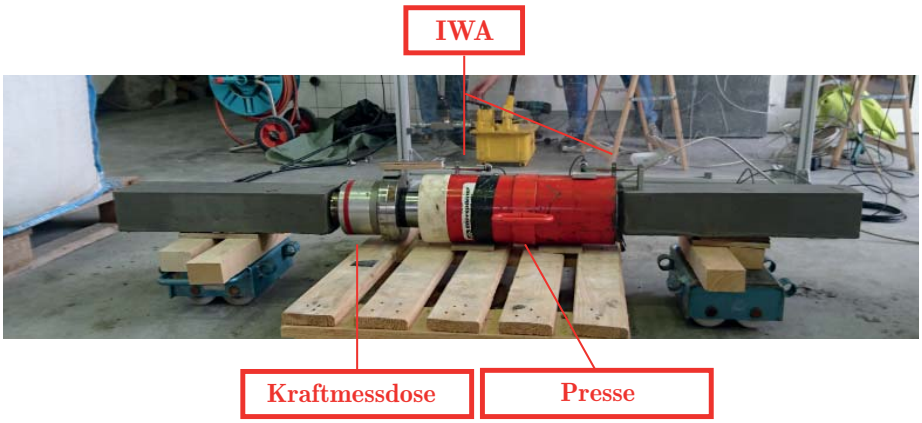


Abbildung 4.14: Verankerungsversuch kurz vor der Messung

	f_{cm} [MPa]	f_{ctm} [MPa]
UHPC - 48h	83,33	8,73

Tabelle 4.5: UHPC-Materialkennwerte

4.3.4 Zusammenfassung und Beurteilung der Versuchsergebnisse

4.3.4.1 Festbetoneigenschaften

Die Festbetoneigenschaften des verwendeten UHPC wurden nach der Prüfnorm EN 12390-5 [38] im Rahmen von 3-Pkt. Biegeversuchen bestimmt. Die Ergebnisse dieser Festigkeitsprüfungen sind in der Tabelle 4.5 ersichtlich.

4.3.4.2 Verbundkraft, Verbundspannung und Auslastung

Die Versuche ergaben bei den Stäben mit einem Durchmesser von 8 mm eine Verbundkraft von 71,04 kN und bei den Stäben mit Durchmesser 10 mm eine Verbundkraft von 99,48 kN. Unter der Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung über die Verbundlänge und der Annahme einer idealen Mantelfläche ($Umfang \times Verbundlänge$) wurden die Verbundspannungen begerechnet. Dabei beträgt die maximal übertragbare Verbundspannung, bei einer Verbundlänge von 450 mm 6,28 N/mm² (Stäbe ⌀ 8 mm) und 7,04 N/mm² (Stäbe ⌀ 10 mm). Berechnung zur Auslastung der besandeten CFK-Stäbe sind in der Tabelle 4.6 ersichtlich. Rechnet man die vom Hersteller angegebene Bruchfestigkeit der CFK-Stäbe $f_u = 2000\ N/mm^2$ zu Bruchkräften N_{pu} um, gibt das Verhältnis zwischen $N_{Verankerungsver.}/N_{pu}$ eine Aussage über die Auslastung der Stäbe in der Vergussverankerung. Dabei haben die Stäbe mit einem Durchmesser von 8 mm eine Auslastung von 70,66 % und die Stäbe mit einem Durchmesser von 10 mm eine Auslastung von 63,33%.

4.3.4.3 Beurteilung

Die ACI Empfehlungen [2] zum Vorspannen von Beton mittels FVK setzt die maximale Auslastung von CFK-Vorspanngliedern mit 60% ihrer Bruchfestigkeit an. Betrachtet man die ermittelten

	A_p [mm²]	N_{pu} [MPa]	$N_{Verankerungsver.}$	Aulastung
⌀8 *mm*	50,27	$A_p \cdot f_u = 50,27 \cdot 2000 = 100,53 \cdot 10^3$	$71,04 \cdot 10^3$	70,66%
⌀10 *mm*	78,54	$A_p \cdot f_u = 78,54 \cdot 2000 = 157,08 \cdot 10^3$	$99,48 \cdot 10^3$	63,33%

Tabelle 4.6: Auslastung der Stäbe beim Verankerungsversuch

Auslastungen der Stäbe in UHPC-Vergussverankerungen (siehe Tab. 4.6) werden die von der ACI empfohlenen Vorspannkräfte gerade noch eingehalten. Der Spielraum für Unsicherheiten auf der Materialseite ist dabei relativ limitiert.
Trotzdem sind UHPC-Vergussverankerungen eine interessante Alternative zum Verankern von CFK-Stäben, da diese in Eigenregie hergestellt werden können, und weniger aufwändig als mechanische Verankerungen sind. Möglichkeiten zur Verbesserung des Verbundes sind z.B. Fräsung im Stab oder auch aufgebrachte Kunstharzrippen. Zu den eingefrästen CFK-Stäben ist zu sagen, dass die verbesserten Verbundeigenschaften durch eine Querschnittsschwächung erkauft werden. Die Verbundfestigkeiten von CFK-Stäbe mit Harzrippen ist hingegen von der Weichheit der Harzrippen abhängig.
In Hinblick auf die Streuung der Verbundfestigkeit der besandeten CFK-Stäbe (Aufbringungsprozess der Besandungsschicht ist nur teilweise automatisiert) ist es ratsam, mehrere Versuche durchzuführen (mind. 3 pro Stabdurchmesser) um anschließend eine statistische Auswertung der Stabauslastung durchzuführen.

4.3.4.4 Verbundspannungsverteilung

Betrachtet man die Verbundspannungs-Schlupf-Diagramme in Abbildung 4.16 erfolgt bei beiden Stäben die Verbundübertragung über Haftverbund, bis Schlupf auftritt und Reibverbund aktiviert wird. Am Ende versagt der Verbund zwischen der Besandungsschicht und der CFK-Staboberfläche und ein Abrieb der Besandungsschicht findet statt (siehe Abb. 4.18). Beurteilt man die übertragbaren Verbundspannungen der Pull-Out Versuche aus dem Kapitel 4.2 (CFK-Stäbe besandet - ⌀ 8 mm - Betonalter 24h - P-CSa-1) betragen diese mindestens 10 N/mm² und erreichen Verbundspannungen von bis zu über 15 N/mm² (siehe Abb. 4.7). Die übertragbare Verbundspannung der Verankerungsversuche der selben CFK-Stäbe bei einem Betonalter von 48h ist mit rund 6 N/mm² deutlich geringer. Der Grund für diese Differenz liegt in der Annahme einer konstanten Verbundspannungsverteilung über die Verbundlänge des Verankerungsversuchs. Der tatsächliche Verlauf der Verbundspannungen ist hingegen nicht-linear. Am Beginn der Verbundlänge ist ein Maximum der Verbundspannung erreicht, welcher mit zunehmender Verbundlänge stetig abfällt (siehe Abb. 4.17). Zum Verbundversagen ist zu sagen, dass dieses bei beiden Stäben abrupt und nicht duktil vonstatten geht (siehe Abb. 4.16). Im Vergleich dazu ist bei den kurzen Verbundstrecken des Pull-Out Versuchs, die Annahme einer konstanten Verbundspannung gerechtfertigt.

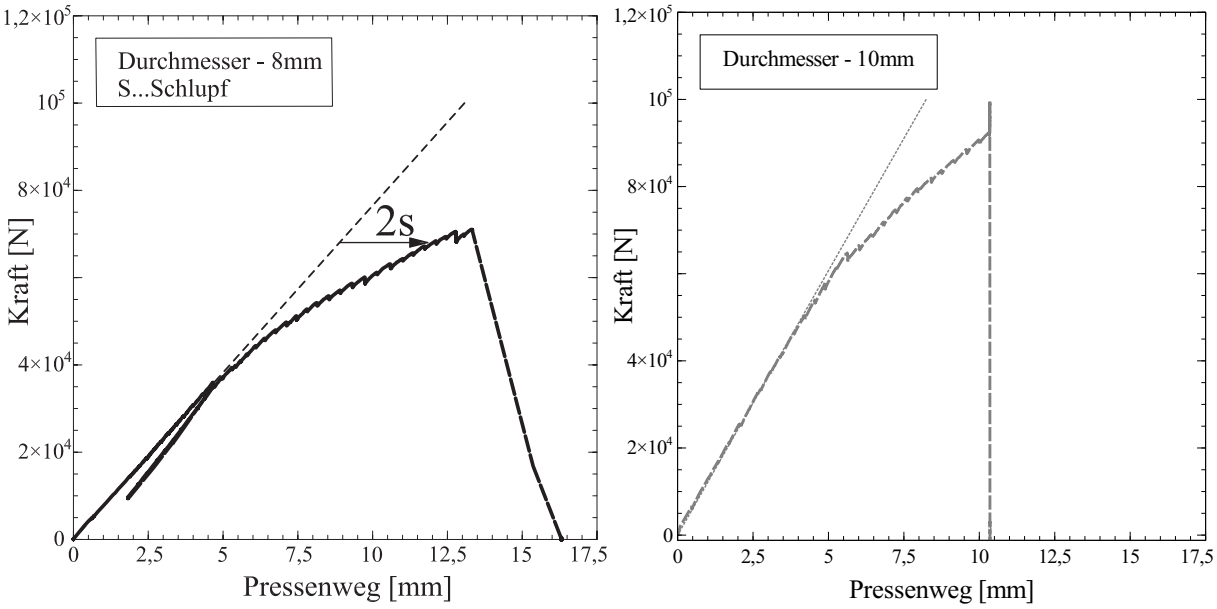


Abbildung 4.15: Kraft-Weg-Dia.: CFK-Stab besandet - ∅ 8 mm (li.), ∅ 10 mm (re.)

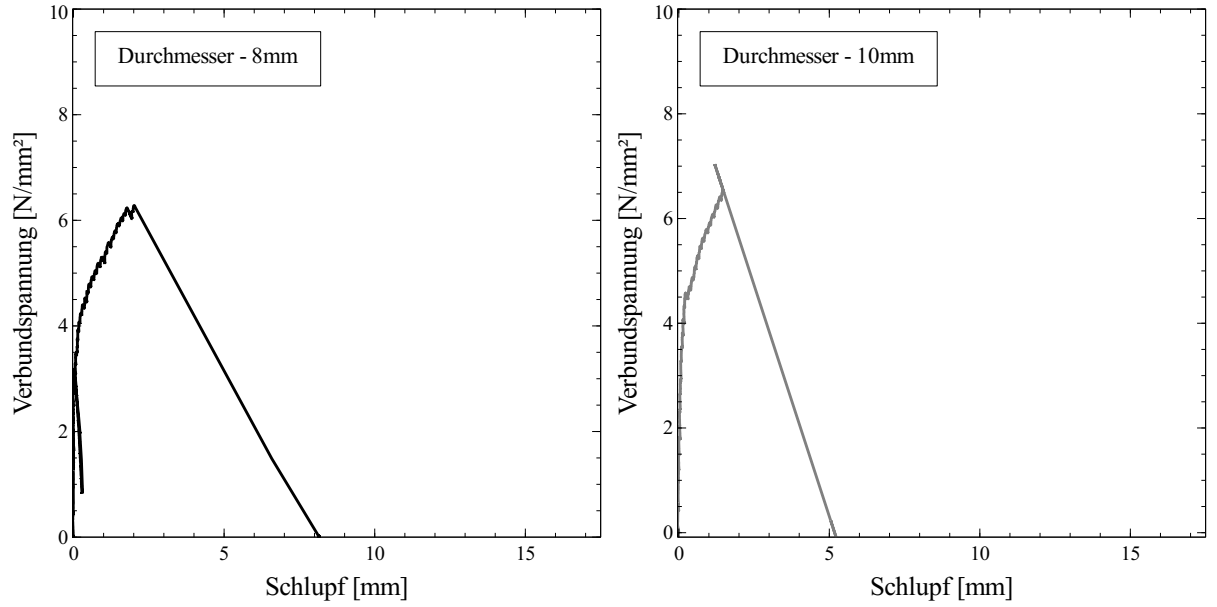


Abbildung 4.16: Verbundspannungs-Schlupf-Bez.: CFK-Stab besandet - ∅ 8 mm (li.), ∅ 10 mm (re.)

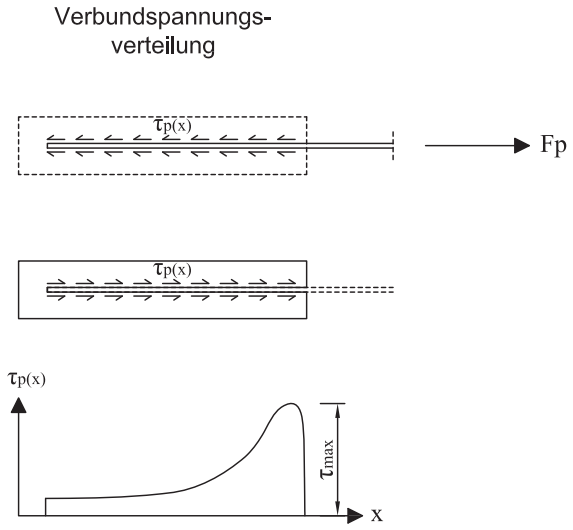


Abbildung 4.17: Verteilung der Verbundspannung

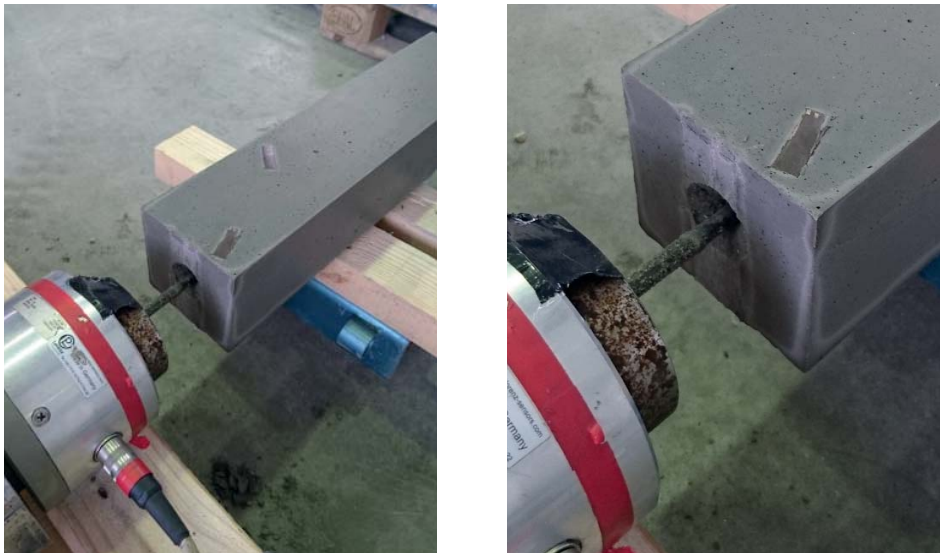


Abbildung 4.18: Abrieb der Besandung

Kapitel 5

Zusammenfassung und Schlussfolgerung

5.1 Bestehende Situation

Der ressourcenschonende Umgang mit Materialien, und das Planen von nachhaltigen Konstruktionen hat in den letzten Jahren im Bauwesen zunehmend an Relevanz gewonnen. Ein Grund dafür, ist das in der Bevölkerung allgemein gestiegene Bewusstsein zum Thema globale Erderwärmung. Eine Antwort auf diese Entwicklung ist das Planen von schlanken, materialeffizienten Konstruktionen. Aus dieser Motivation heraus entwickelte man in der Betonforschung den Hochleistungswerkstoff Ultra-High Performance Concrete (UHPC), ein Beton mit einer außerordentlich hohen Festigkeit und Dauerhaftigkeit. Weitere Werkstoffe mit einer ausgezeichneten Leistungsfähigkeit sind Faserverbundwerkstoffe (FVW). Diese haben eine hohe Zugfestigkeit und sind korrosionsbeständig.
Am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wird daran geforscht die beiden Hochleistungswerkstoffe UHPC und FVW zu einem Hybridwerkstoff namens TRUHPC (Textile Reinforced Ultra-High Performance Concrete) zu kombinieren. Dabei ist das zentrale Forschungsziel die Anwendbarkeit dieser beiden Werkstoffe im Rahmen von numerischen und experimentellen Untersuchungen zu analysieren.
Forschungsarbeit an TRUHPC ähnlichen Verbundwerkstoffen wurde schon geleistet. Dazu zählt Textilbeton. Ein Verbundwerkstoff aus hochleistungsfähigen Textilien und hochfestem Feinbeton. Dabei wurde das Tragverhalten von Textilbeton im Zuge von Sonderforschungsbereichen an den technischen Hochschulen in Aachen und Dresden untersucht [12]. Ein weiterer mit TRUHPC vergleichbarer Verbundwerkstoff, ist die Kombination von FVW und normalfestem Beton. Zu dieser Materialkombination gibt es vor allem im angelsächsischen Sprachraum Normen und technische Regelungen. Allen voran sind die Erfahrungen des American Concrete Institut (ACI) [3],[2] zum Planen von FVW bewehrten und vorgespannten normalfesten Betonbauteilen in die vorliegende Diplomarbeit eingeflossen. Weitere ähnliche Überlegungen zur Kombination von FVW und UHPC gibt es an der RWTH Aachen. Dort wird an der Kombination von UHPFRC (Ultra-High Performance Fiber Reinforced Concrete) und CFK-Bewehrungen geforscht [45]. Dieser Werkstoff hat im Vergleich zu TRUHPC zusätzlich Kurzfasern in der UHPC-Mischung.

5.2 Geleistete Forschungsarbeit und Erkenntnisse

Im Rahmen der Diplomarbeit von Dipl.-Ing. Vargas Belaunde [6] am Institut für Tragkonstruktionen der TU Wien wurden bereits numerische Berechnungen zur Tragfähigkeit von TRUHPC-Trägern durchgeführt. Aus seinen Analysen ging hervor, dass rein schlaff bewehrte TRUHPC-Träger die Gebrauchstauglichkeitsanforderungen nicht erfüllen können. Um dem entgegen zu wirken und um den Hochleistungswerkstoff TRUHPC effektiver auszunutzen, ist es vorgesehen TRUHPC-Träger im sofortigem Verbund vorzuspannen und anschließend Biegeversuche im Maßstab 1:1 durchzuführen. Aus diesem Grund wurde in der vorliegenden Arbeit ein Vorspannungskonzept entwickelt, um die zu erwartenden Spannkraftverluste zu berechnen und weitere essentielle Spannungsnachweise zu führen. Folgende Ergebnisse gingen dabei hervor:

- Die zu erwartenden Spannkraftverluste betragen zum Zeitpunkt der geplanten Biegeversuche $t_{2=28d}$ 7,53% (Spannglied unten) bzw. 5,79% (Spannglied oben) und sind geringer als die zu erwartenden Spannkraftverluste bei normalfesten vorgespannten Betonträgern (diese betragen i. d. R. 15 bis 20 %) Aus diesem Grund kann der geplante Vorspannungsablauf mit den vorgesehenen Randbedingungen (Träger- und Querschnittsabmessungen, Materialeigenschaften und Belastungsgeschichte) für die Biegeversuche angewendet werden.

- Spannungsnachweise zum Zeitpunkt des Umsetzens der Vorspannkraft t_0 brachten wichtige Erkenntnisse zum Ablauf des Vorspannens. Es ist darauf zu achten zunächst die Spanngliedverankerung des Obergurts zu lösen und anschließend die beiden Verankerungen des Untergurts. Bei einer umgekehrten Reihenfolge treten andernfalls zu hohe Zugspannungen an der oberen Querschnittsfaser in Feldmitte auf.

- Das Rissmoment M_{crack} für einen 4-Punkt-Biegeversuch zum Zeitpunkt $t_{2=28d}$ beträgt 32,69 kNm.

Ein weiteres wichtiges Themengebiet, im Zusammenhang mit den geplanten Biegeversuchen der vorgespannten TRUHPC-Träger, ist das Einleiten der Vorspannkräfte in die filigranen Gurte des TRUHPC-Querschnitts. Dabei erfüllt die Betondeckung, welche aufgrund der außerordentlichen Dauerhaftigkeit von UHPC auf ein Minimum gesenkt wird, eine essentielle Aufgabe zur Übertragung der Verbundspannungen zwischen den vorgespannten FVW-Spanngliedern und dem UHPC. Aus diesem Grund war es notwendig grundlegende experimentelle Untersuchungen zur Verbundübertragung von FVW und UHPC durchzuführen, um aufbauend auf diesen Erkenntnissen Vorbereitungen für Lasteinleitungsversuche zu treffen. Dies erfolgte durch Pull-Out Versuche. Dabei wurde die Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (VSB) zur Charakterisierung der Verbundübertragung von unterschiedlichen FVW-Stäben ermittelt. Folgende Schlüsse wurden aus diesen VSB gezogen:

- CFK-Stäbe im Allgemeinen: Bis zum Auftreten von Schlupf wirkt Haftverbund zwischen dem CFK-Stab und dem UHPC, danach wirken abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit der Stäbe unterschiedliche Verbundmechanismen:
  - CFK-Stab besandet: Die Übertragung des Verbundes erfolgt über Reibverbund - nach Erreichen der maximalen Verbundspannung fällt die übertragbare Verbundspannung bei einer Zunahme des Schlupfs deutlich ab - wobei das Versagen in der Verbundfuge spröde eintritt
  - CFK-Stab radial gerillt: Die Verbundübertragung erfolgt über Scherverbund und steigert sich mit einer Zunahme des Schlupfs - das Versagen erfolgt duktil

  - CFK-Stab glatt: Nach dem Haftverbund wirkt kontinuierlich Reibverbund - kein ausgeprägtes Verbundmaximum vorhanden

- GFK-Stab gerippt: Unzureichender Versuchsaufbau für diesen FVW-Stab - die weichen Kunstharzrippen werden durch die Verankerung des Prüfrahmens zerstört - Abhilfe durch Epoxid-Vergussverankerung möglich

Aufbauend auf den Ergebnissen der Pull-Out Versuche wurden im zweiten experimentellen Teil dieser Arbeit Verankerungsversuche mit UHPC-Vergussverankerungen durchgeführt. Die Motivation dabei lag darin für die geplanten Lasteinleitungsversuche CFK-Verankerungen in Eigenproduktion herzustellen, um damit auf aufwändige mechanische Verankerungen zu verzichten. Die Verankerungsversuche an den besandeten CFK-Stäben führten zum Ergebnis, dass bei rund der Hälfte der maximal übertragbaren Verbundkraft Schlupf aufritt. In Hinblick auf die von der ACI [2] empfohlenen maximal zulässigen Spannkräfte zeigten Berechnungen, dass die UHPC-Vergussverankerungen im Stande sind die Verbundkräfte gerade noch zu übertragen. Die für den Versuch notwendige Sicherheit zum Verankern ist dabei limitiert. Deshalb wird das Verankern von CFK-Stäben mittels einer Vergussverankerungen als unzureichend beurteilt.

5.3 Ausblick

In naher Zukunft ist es vorgesehen, die vorgespannten TRUHPC-Träger zu fertigen, um anschließend experimentelle Versuche zum Tragverhalten durchzuführen. Interessant wird es dabei zu beobachten sein, wie weit sich die tatsächlichen Spannkraftverluste und das Rissmoment von den Berechnungen des Vorspannungskonzeptes unterscheiden.
Ein weiteres wichtiges Thema betrifft nach wie vor das rissfreie Einleiten der Vorspannkräfte in den filigranen TRUHPC-Querschnitt. Dabei wird zu klären sein wie weit das c/d_p (Betondeckung zu Spannglieddurchmesser) Verhältnis optimiert werden kann, und wie groß die Übertragungslänge bei TRUHPC-Querschnitten tatsächlich ist. Vor allem ist dabei, in Hinblick auf den Versuchsaufbau der Lasteinleitungsversuche, das effektive Verankern von FVW Stäben noch zu klären.

Literatur

[1] ACI. *ACI 440.3R-04: Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRPs) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures.* Techn. Ber. American Concrete Institute, 2004.

[2] ACI. *ACI 440.4R-04 - Prestressing Concrete Structures with FRP Tendons.* Techn. Ber. American Concrete Institute, 2004.

[3] ACI. *ACI 440R-07 - Report on Fiber-Reinforced Polymer (FRP) Reinforcement for Concrete Structures.* Techn. Ber. American Concrete Institute, 2007.

[4] *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton). DIBt, Berlin.* 6. Juni 2014.

[5] R. R. Architecture. *Musée des Civilisations d'Europe et de Méditerranée, Marseille – 2002.* Hrsg. von R. Ricciotti. 15. Feb. 2017. URL: `http://rudyricciotti.com/projets/musees`.

[6] V. Belaunde. „Möglichkeiten zur Querschnittsoptimierung von Tragkonstruktionen im Betonbau". Master´s thesis. Institut für Tragkonstruktionen, TU Wien, 2016.

[7] G. Bertram und J. Hegger. „Verbundverhalten von vorgespannten Litzen in UHPC - Teil 2: Ableitung eines Verbundmodells zur Berechnung der Übertragungslänge". In: *Beton- und Stahlbetonbau, Fachthemen* (2012).

[8] S. L. Burtscher. *Faserverbundwerkstoffe - Betonbau 3 Vorlesung.* 2013.

[9] Büttner. „Zur Dauerhaftigkeit polymergetränkter AR-Glas Bewehrungen in Textilbeton". Diss. RWTH Aachen, 2012.

[10] H. K. Cammenga, J. Daum, C. Gloistein, U. Gloistein, A. Steer und B. Zielasko. *Bauchemie - Eine Einführung für das Studium.* 1996.

[11] M. Curbach, P. Offermann und U. Assmann. „Innovative textile Bewehrungen für hochbelastbare Betonbauteile". In: *Beton- und Stahlbetonbau, Spezial: Verstärken mit Textilbeton* (2015).

[12] M. Curbach, P. Offermann und U. Assmann. „Verstärken mit Textilbeton". In: *Beton- und Stahlbetonbau, Spezial: Verstärken mit Textilbeton* (2015).

[13] M. Deuring. „Verstärken von Stahlbeton mit gespannten Faserverbundwerkstoffen". Diss. EMPA, 1993.

[14] M. Dominkovic. „Der Einfluss modifizierter Stärke auf das Schwindverhalten von Ultra-High Performance Concrete (UHPC)". Master´s thesis. FH Campus Wien - Masterstudiengang Bautechnische Abwicklung internationaler Großprojekte, 2015.

[15] E. K. für Eisen- und Stahlnormung (ECISS). *DIN EN 10080 - Anhang D Verbundversuch für gerippten und profilierten Bewehrungsstahl - Ausziehversuch.* Techn. Ber. CEN - Europäisches Komitee für Normung, 2005.

[16] *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.* 15. Feb. 2015.

[17] M. Faoro. „Zum Tragverhalten kunstharzgebundener Glasfaserstäbe im Bereich von Endverankerungen und Rissen in Beton“. Diss. Institut für Werkstoffe im Bauwesen der Universität Stuttgart, 1988.

[18] E. Fehling und M.Schmidt. „Ultra High Performance Concrete (UHPC) - 10 Years of research and development at the University Kassel - 10 Jahre Forschung und Entwicklung an der Universität Kassel“. In: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau - Heft 7*. 2007.

[19] E. Fehling und M.Schmidt. „Ultra-Hochfester Beton - Planung und Bau der ersten Brücke mit UHPC in Europa“. In: *Schriftenreihe Baustoffe und Massivbau - Heft 2*. 2003.

[20] E. Fehling, M.Schmidt, T. Teichmann, K. Bunje, R. Bornemann und B. Middendorf. „Entwicklung, Dauerhaftigkeit und Berechnung Ultrahochfester Beton (UHPC)“. In: *Schriftenreich Baustoffe und Massivbau Heft - 1*. 2005.

[21] E. Fehling, M. Schmidt, J. Walraven, T. Leutbecher und S. Fröhlich. *Ultra-High Performance Concrete UHPC - Fundamentals - Design - Examples*. 2014.

[22] O. Fischer, M. Henke, H. Weiher und S. Hock. *Innovative Hybridverankerungen von Zuggliedern aus ultra-hochfesten Betonen und Stahl oder faserverstärkten Kunststoffen*. Abschlussbericht im Rahmen der Forschungsinitiative: Zukunft Bau. Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung, 2014.

[23] A. Gerritse. „Arapree, a Non-Metallic Tendon“. In: *Technical Contribution to the Conference on Durable Reinforcement for Aggresive Environment, Luton*. 1990.

[24] N. F. Grace, F. C. Navarre, R. B. Nacey, W. Bonus und L. Collavino. „Design - Construction of Bridge Street Bridge - First CFRP Bridge in the United States“. In: *PCI Journal, Harry H. Edwards Award Winner* (2002).

[25] C.-A. Graubner und K. Hüske. *Nachhaltigkeit im Bauwesen*. 2003.

[26] A. Guha-Thakurta, A. A. Abdelrahman, S. H. Rizkalla und G. Tadros. *First Smart Bridge in Canada*. Paper. City of Calgary, Alberta, Canada und University of Manitoba, Winnipeg, Manitoba, Canada, 1994.

[27] D. Heinz, L. Urbonas und T. Gerlicher. „Effect of Heat Treatment Method on the Properties of UHPC“. In: *Ultra-High Performance Concrete and Nanotechnology in Construction*. 2012.

[28] Katz, Berman und Bank. „Effect of High Temperature on the Bond Strength of FRP Rebars. Band 3, Ausgabe 2“. Journal of Composites for Construction. ASCE, 1999, S. 73-81.

[29] M. Kirsten, C. Freudenberg und C. Cherif. „Carbonfasern, der Werkstoff des 21. Jahrhunderts“. In: *Beton- und Stahlbetonbau, Spezial: Verstärken mit Textilbeton* (2015).

[30] J. Kollegger. *Skriptum zur Betonbau 2 Vorlesung - Technische Universität Wien Institut für Tragkonstruktionen*. 2015.

[31] G. König, K. Holschemacher und F. Dehn. *Ultrahochfester Beton - Innovationen im Bauwesen - Beiträge aus der Praxis und Wissenschaft*. 2003.

[32] C. H. Kulas. „Zum Tragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Betonbauteile“. Diss. Lehrstuhl und Institut für Massivbau der RWTH Aachen, 2013.

[33] C. Kulas und C. Goralski. „Die weltweit längste Textilbetonbrücke - Technische Details und Praxiserfahrung“. In: *Beton- und Stahlbetonbau, Bericht* (2014).

[34] Kumahara, Masuda und Tanano. „Tensile Strength of Continous Fiber Bar under high Temperature“. In: *International Symposium, Fiber Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures*. 1993, S. 731-742.

[35] I. Lepenies. „Zur hierachischen und simultanen Multi-Skalen-Analyse von Textilbeton“. Diss. Institut für Mechanik und Flächentragwerke TU Dresden, 2007.

[36] M. Neitzel. *Sonderdruck zur Modern Plastics International K86 Ore-Show Conference*. Techn. Ber. High Strength Composites, 1986.

[37] J. Niewels. „Zum Tragverhalten von Betonbauteilen mit Faserverbundkunststoff-Bewehrung“. Diss. RWTH Aachen, 2008.

[38] T. K. C. 1. " und zugehörige Produkte". *EN 12390-5: Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern*. Techn. Ber. CEN - Europäisches Komitee für Normung - Technisches Komitee CEN/TC 104 "Beton und zugehörige Produkte", 2009.

[39] Resplendino und Toutlemonde. *Ultra High Performance Concrete: New AFGC Recommendations, in Designing and Building with UHPFRC*. Techn. Ber. AFGC, 2011.

[40] S. H. Rizkalla und G. Tadros. „A Smart Highway Bridge in Canada“. In: *Concrete International* (1994).

[41] A. Sajna, E. Denarie und V. Bras. „Assessment of UHPFRC based bridge rehabilitation in Slovenia - Two years after application“. In: *Proceedings of 3rd International Symposium on Ultra-High Performance Concrete*. 2012.

[42] M. Schlaich, B. Zwingmann, Y. Liu und R. Goller. „Zugelemente aus CFK und ihre Verankerungen“. In: *Bautechnik, Zeitschrift für den gesamten Ingenieurbau* (2012).

[43] M. Schleser. „Einsatz polymerimprägnierter, alkali-resistenter Glastextilien zur Bewehrung zementgebundener Matrices“. Diss. Institut für Schweißtechnik und Fügetechnik - RWTH Aachen, 2008.

[44] U. Schneider, H. Bruckner und J. Kirnbauer. *Frischbeton - Schriftenreihe des Instituts für Hochbau und Technologie, Forschungsbereich für Baustofflehre, Werkstofftechnik und Brandsicherheit - Technische Universität Wien*. 2011.

[45] A. Stark und J. Hegger. „Verbundverhalten von CFK-Spannbewehrungen in UHPFRC“. In: *Beton- und Stahlbetonbau, Fachthemen* (2013).

[46] R. TC. *Verbundprüfung für Bewehrungsstahl - 2. Ausziehversuch*. Techn. Ber. RILEM RC6, 1983.

Abbildungsverzeichnis

1.1 Querschnitt TRUHPC 12

2.1 MuCEM Marseillle [5] 14
2.2 Fülleffekt von Mikrosilika [14] 16
2.3 Einfluss des Wasser-Feinstteilwerts auf die Packungsdichte und Druckfestigkeit von UHPC [21] 17
2.4 Druckspannungs-Stauchungs-Diagramm [21] 19
2.5 Spannungs-Stauchungs-Diagramm von UHPC unter Druckspannung [21] 21
2.6 Sanierung eines Hyperschalen-Tragwerks in Schweinfurt [11] 22
2.7 Produktionsschema für PAN-basierte Carbonfasern [29] 26
2.8 REM-Aufnahme und Roving aus Kohlenstofffasern [32] 26
2.9 Schmatische Darstellung des Düsenziehverfahrens [32] 27
2.10 REM-Aufnahme einer Glasfaser (links), Roving aus AR-Glas (rechts) [32] 27
2.11 Spannungs - Dehnungsbereiche von Fasermaterialien [37] 28
2.12 Spannungsverteilung von Faserbündel ohne und mit vollständiger Fasertränkung [29] 29
2.13 Herstellungsschritte des Pultrusionsverfahrens [37] 30
2.14 Schuss- und Kettrichtung [35] 30
2.15 Tränkungsprozess von flächigen Textilen im Labormaßstab [43] 31
2.16 Übersicht gängiger CFK Zugelemente [42] 31
2.17 FVK-Stäbe [32] 32
2.18 Vergleich der Spannungs-Dehnungslinien zwischen FVW und Baustahl [37] . . . 34
2.19 Versagensarten von FVW [22] 35
2.20 TRUHPC Träger 37
2.21 Ansicht und Querschnitt der Fußgängerbrücke in Albstadt [33] 38
2.22 Textilbeton - Maßstabsvergleich und Anwendung [12] 38
2.23 Beddington Trail Bridge - Ansicht [40] 39
2.24 Beddingtion Trail Bridge - Vorspannungskonzept [40], [26] 40
2.25 Bridge Street Bridge [24] 40
2.26 Versuchsaufbau der CFK vorgespannten UHPFRC Versuchskörper, RWTH Aachen [12] [12] 41

3.1 Vorspannungskonzept - Aufbau 43
3.2 Vorspannungskonzept - Querschnittsgeometrie 8mm 44
3.3 Vorspannungskonzept - Statisches System zum Vorspannen der Träger 44
3.4 Vorspannungskonzept - Träger in sofortigem Verbund 45
3.5 Vorspannungskonzept - Querschnittswerte 48
3.6 Vorspannungskonzept - Hinweis zum Vorpannen 67

4.1 Konzept zu den experimentellen Untersuchungen 69
4.2 Pull-Out: Verwendete Stäbe 71
4.3 Pull-Out: Idealisierter Verbundsp.verlauf über effektive Verbundlänge [37] 72
4.4 Pull-Out: Prüfkörperherstellung 73
4.5 Pull-Out: Versuchsplanung idealisiert 74

4.6 Pull-Out: Versuchsplanung angewendet 74
4.7 Pull-Out Ergeb.: P-Csa-1 und P-Csa-5 76
4.8 Pull-Out Ergeb.: P-Cgl-2 und P-Cri-4 77
4.9 Pull-Out Ergeb.: P-Ggr-3 77
4.10 Pull-Out Ergeb.: Zusammenstellung für CFK Bewehrungen 78
4.11 Verankerungsversuch: CFK-Stab besandet 80
4.12 Verankerungsversuch: Versuchsplanung - schamtischer Aufbau 81
4.13 Verankerungsversuch: Versuchsplanung - Aufbau vor dem Betonieren 81
4.14 Verankerungsversuch: Versuchsplanung - kurz vor Messung 82
4.15 Verankerungsversuch: Ergeb. Kraf-Weg-Dia. 8 und 10 mm 84
4.16 Verankerungsversuch: Ergeb. Verbundspannungs-Schlupf-Bez. 8 und 10 mm . . . 84
4.17 Verankerungsversuch: Verbundspannungsverteilung 85
4.18 Verankerungsversuch: Versagensmechanisumus 85

Tabellenverzeichnis

2.1 Teilsicherheitsbeiwerte für UHPC 20
2.2 Fasereigenschaften 25
2.3 Matrixeigenschaften 29
2.4 FVW - mechanische Eigenschaften 33
2.5 Übertragungslängen unterschiedlicher FVW [2],[3] 39

3.1 Vorspannungskonzept - Statisches System 45
3.2 Vorspannungskonzept - UHPC Materialeigenschaften 46
3.3 Vorspannungskonzept - Schwinddehungen 47
3.4 Vorspannungskonzept - Bruttoquerschnittswerte 48
3.5 Vorspannungskonzept - Querschnittswerte in Abhängigkeit des Betonalters 51
3.6 Vorspannungskonzept - Übertragungslängen 51
3.7 Vorspannungskonzept - Zusammenfassung der Vorspannungsverluste 66
3.8 Vorspannungskonzept - Zusammenfassung Spannungsnachweise 66
3.9 Vorspannungskonzept - Zusammenfassung Mcrack 67

4.1 Pull-Out: UHPC Mischungszusammensetzung 70
4.2 Pull-Out: UHPC Prismen 72
4.3 Pull-Out: UHPC - Materialkennwerte 75
4.4 Pull-Out: Übersicht der Ergebnisse 75
4.5 Verankerungsversuch: UHPC - Materialkennwerte 82
4.6 Verankerungsversuch: Auslastung 83

Kapitel 6

Anhang

6.1 Berechnung der Kriechzahl $\varphi(t_{2=28d}, t_0)$ für das Kapitel 3.2.4.1

Die folgende Berechnung der Kriechzahl erfolgte gemäß der ÖN EN 1992-1-1, Anhang B.

$$\varphi_0(t_0) = 0,8 \quad \text{Empfehlung aus AFGC/SETRA [39]} \tag{6.1}$$

$$RH = 50\% \quad \text{Annahme} \tag{6.2}$$

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 194 \cdot 10^2}{(300 + (20 + 136 + 165 + 36 + 45 + 50) \cdot 2)} = 32,32\,mm \tag{6.3}$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0,5} = \left(\frac{35}{159,90}\right)^{0,5} = 0,4679 \tag{6.4}$$

$$\begin{aligned} \beta_H &= 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \\ &= 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot 50)^{18}] \cdot 32,32 + 250 \cdot 0,4679 \leq 1500 \cdot 0,4679 \\ &= 165,31 \leq 701,85 \end{aligned} \tag{6.5}$$

$$\beta_c(t_2, t_0) = \left[\frac{t_1 - t_0}{\beta_H + (t_1 - t_0)}\right]^{0,3} \tag{6.6}$$

$$\beta_c(t_{2=28d}, t_{0=2d}) = \left[\frac{28 - 2}{165,31 + (28 - 2)}\right]^{0,3}$$

$$\beta_c(t_{2=28d}, t_{0=2d}) = 0,5495$$

$$\varphi(t_2, t_0) = \varphi_0(t_0) \cdot \beta_c(t_{2=28d}, t_{0=2d}) = 0,80 \cdot 0,5495 = 0,4396 \tag{6.7}$$

6.2 Messdaten Pull-Out Versuch

Messdaten Pull-Out Versuch

Die Pull-Out Versuche wurden nach dem folgendem Schema bezeichnet

VA-BEW-VR-PN

Dabei bedeutet:	VA	Versuchsart
	P:	Pull-Out Versuch
	L:	Lasteinleitungsversuch
	BEW	Bewehrung und Oberflächenbeschaffenheit
	C:	CFK Bewehrung
	G:	GFK Bewehrung
	sa:	besandet
	g:	glatt
	ri:	gerillt
	gr:	gerippt
	VR	Versuchsreihe
	PN	Probennummer

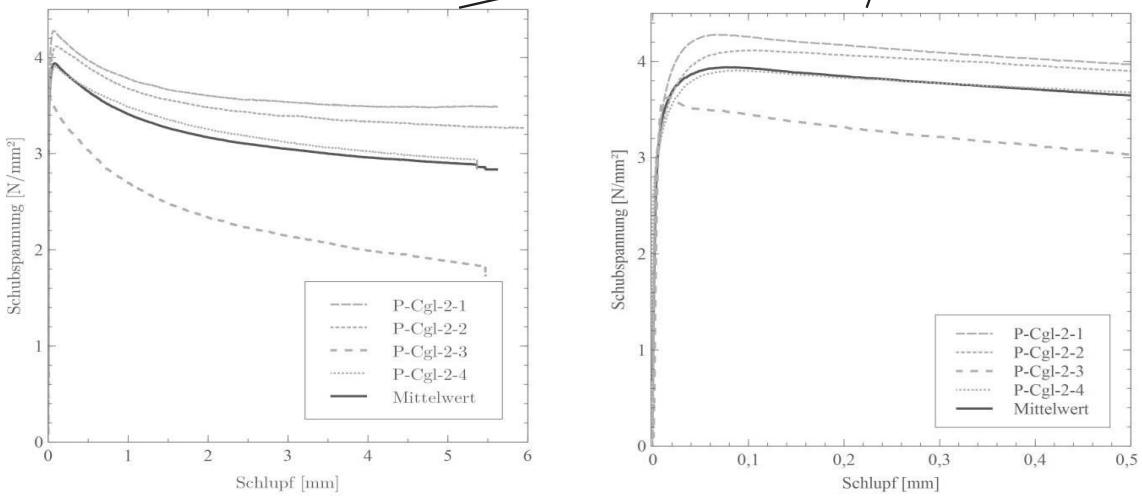
Die Versuchsdokumentation der Pull-Out Versuche ist folgendermaßen aufgebaut:

Versuchsserie

Versuch P-Cgl-2-X

Verbundspannungs-Schlupf Beziehung

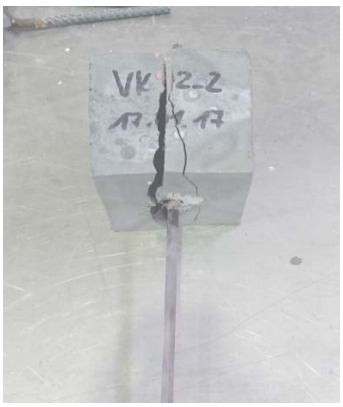
Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

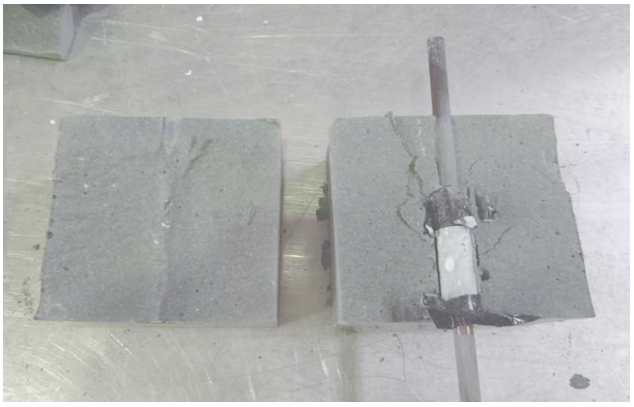


	TauMax [N/mm²]	Schlupf [mm]
P-Cgl-2-1	4,3	0,07
P-Cgl-2-2	4,1	0,11
P-Cgl-2-3	3,6	0,02
P-Cgl-2-4	3,9	0,09
m	4,0	0,07
s	0,2	0,03
v	0,06	0,49

Mittelwert m
Standardabweichung s
Variationskoe zient v

Aufspalten und Beurteilung des Verbundversagens, Prüfkörper P-Cgl-2-1



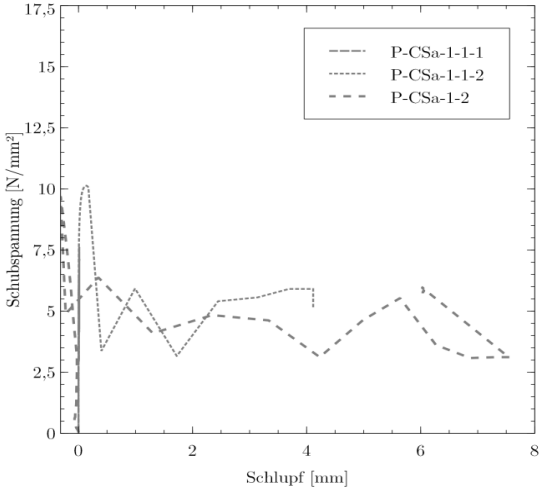


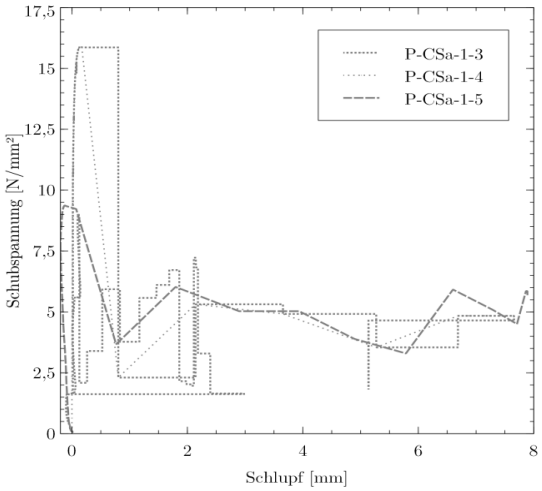
Bewehrungsoberfläche:	glatt
Betonoberfläche im Bereich des Verbundes:	glatt
Versagensform:	kontinuirliches Herausziehen des Stabes, Reib und Haftverbund sind hauptsächlich wirksam

Pull-Out Versuch -CFK-Bewehrung - besandet

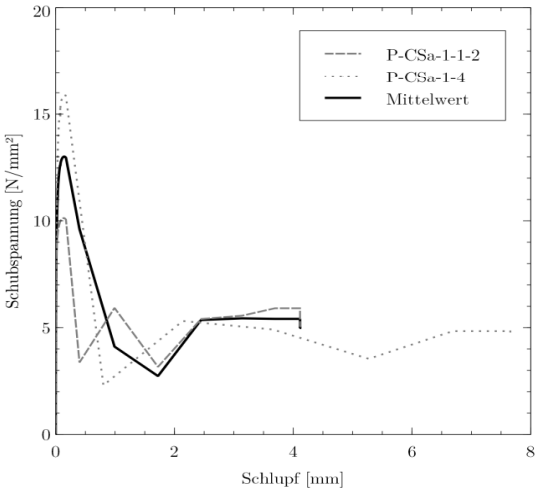
Versuch P-Csa-1-X

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:





Folgende Einzelversuche ergaben plausible Ergebnisse:



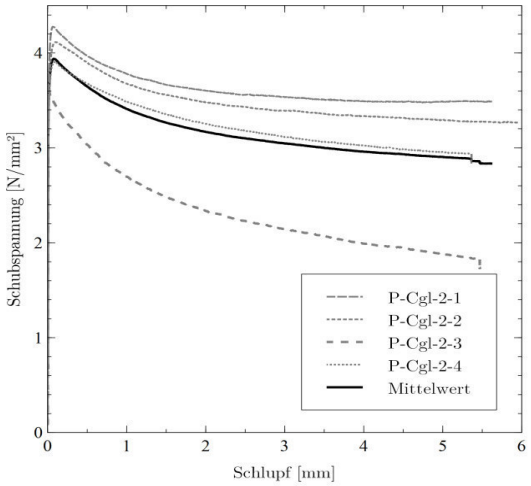
	TauMax [N/mm²]	Schlupf [mm]
~~P-Csa-1-1_1*~~	~~7,6~~	~~0,01~~
P-Csa-1-1_2	10,1	0,13
P-Csa-1-2	9,7	0,11
P-Csa-1-3	9,0	0,11
P-Csa-1-4	15,9	0,14
P-Csa-1-5	15,9	0,14
m	12,1	0,13
s	3,1	0,01
v	0,3	0,1

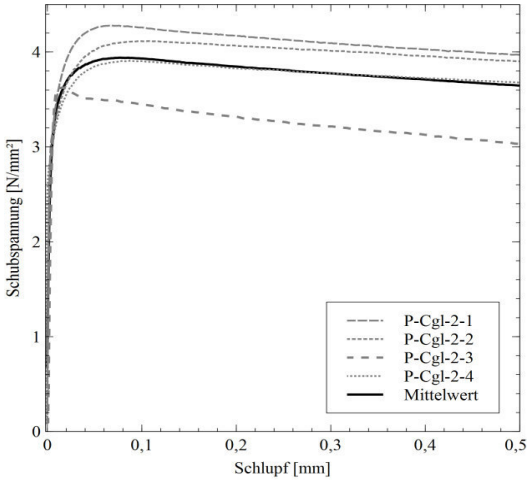
*Bevor der Prüfwürfel versagte, erreichte die Prüfmaschine ihre max. Ausziehkraft. Eine Wiederholung der Prüfung, mit einer Änderung der maximalen Ausziehkraft der Maschine, war notwendig

Pull-Out Versuch - CFK-Bewehrung - glatt

Versuch P-Cgl-2-X

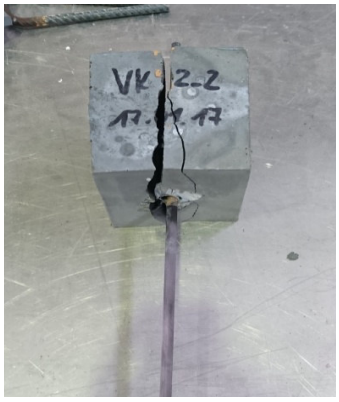
Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

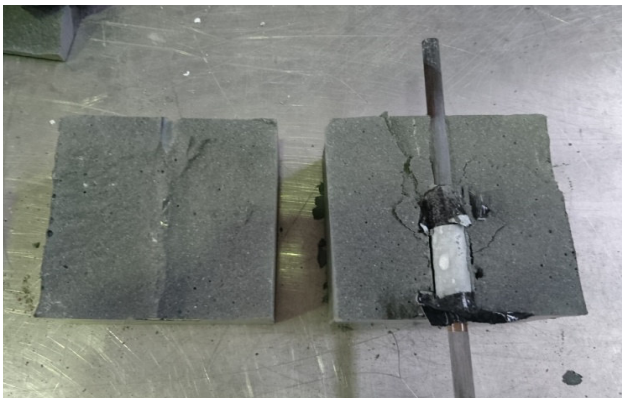




	TauMax [N/mm²]	Schlupf [mm]
P-Cgl-2-1	4,3	0,07
P-Cgl-2-2	4,1	0,11
P-Cgl-2-3	3,6	0,02
P-Cgl-2-4	3,9	0,09
m	4,0	0,07
s	0,2	0,03
v	0,06	0,49

Aufspalten und Beurteilung des Verbundversagens, Prüfkörper P-Cgl-2-1



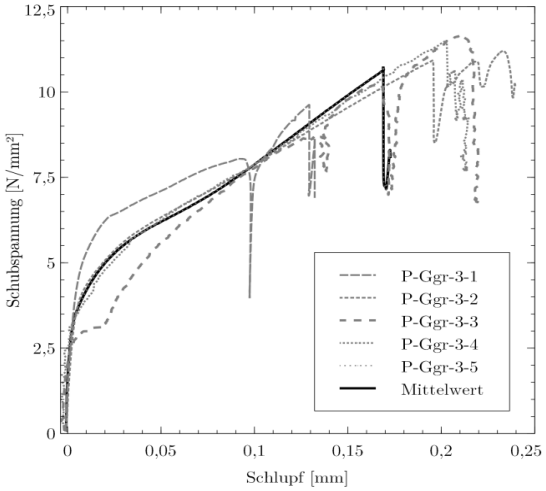


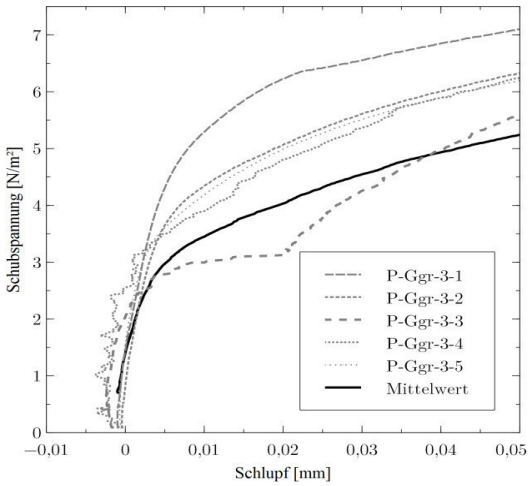
Bewehrungsoberfläche:	glatt
Betonoberfläche im Bereich des Verbundes:	glatt
Versagensform:	kontinuirliches Herausziehen des Stabes, Reib und Haftverbund sind hauptsächlich wirksam

Pull-Out Versuch - Glasfaser Bewehrung - gerippt

Versuch P-Ggr-3-X

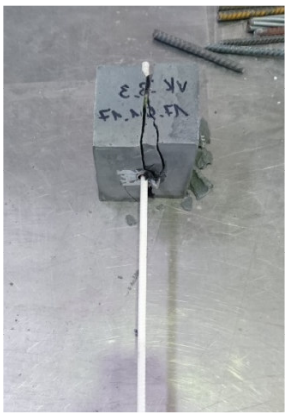
Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

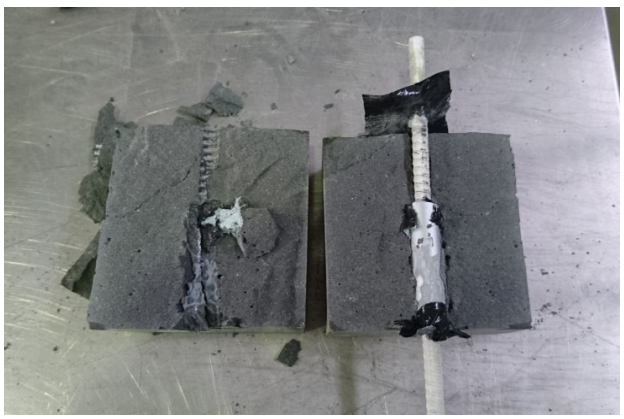




	TauMax [N/mm²]	Schlupf [mm]
P-Ggr-3-1	9,6	0,13
P-Ggr-3-2	11,2	0,23
P-Ggr-3-3	11,6	0,21
P-Ggr-3-4	11,5	0,20
P-Ggr-3-5	9,6	0,17
m	10,7	0,19
s	0,9	0,04
v	0,08	0,19

Aufspalten und Beurteilung des Verbundversagens, Prüfkörper P-Ggr-3-3



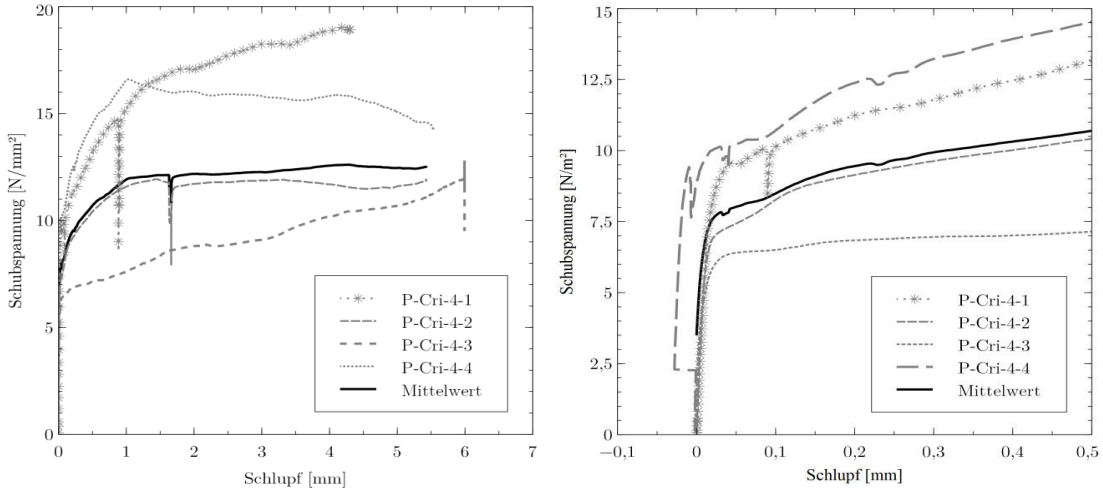


Bewehrungsoberfläche:	Abscheren der Rippen: im Würfel sowie bei Lasteinleitung
Betonoberfläche im Bereich des Verbundes:	Rau, Profilierung zufolge Bewehrung vorhanden
Versagensform:	Scherversagen der Glasfaser Rippen im Bereich der Lasteinleitung

Pull-Out Versuch -CFK-Bewehrung - gerillt

Versuch P-Cri-4-X

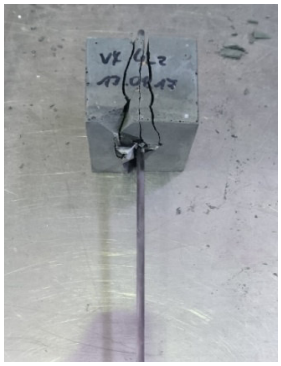
Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:

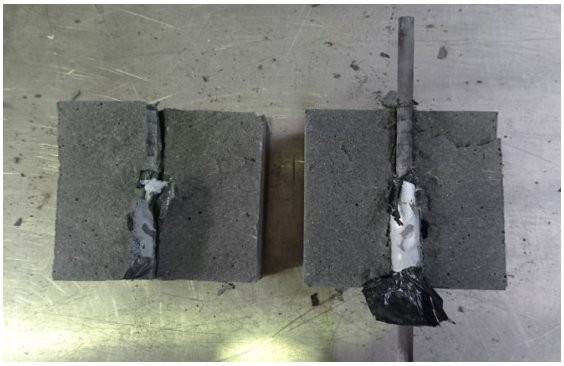


	TauMax [N/mm²]	Schlupf [mm]
~~P-Cri-4-1*~~	~~19,0~~	~~4,20~~
P-Cri-4-2	11,9	5,42
P-Cri-4-3	12,8	5,99
P-Cri-4-4	16,6	1,05
m	13,8	4,2
s	2,0	2,2
v	0,15	0,53

*Prüfkörper ungültig da Beton in die Manschettenhülsen geronnen ist, und somit die Verbundlänge ungewollt erhöht wurde

Aufspalten und Beurteilung des Verbundversagens, Prüfkörper P-Cri-4-2



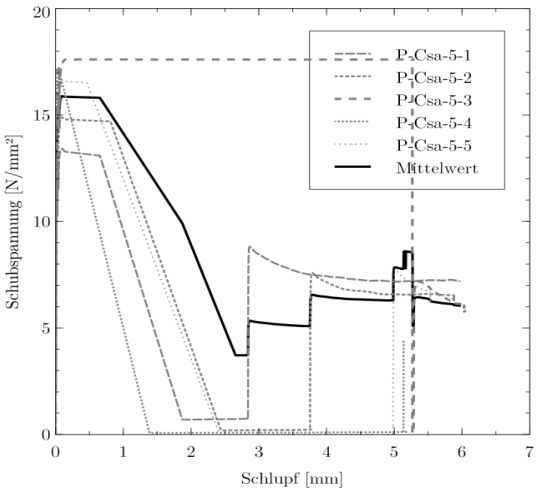


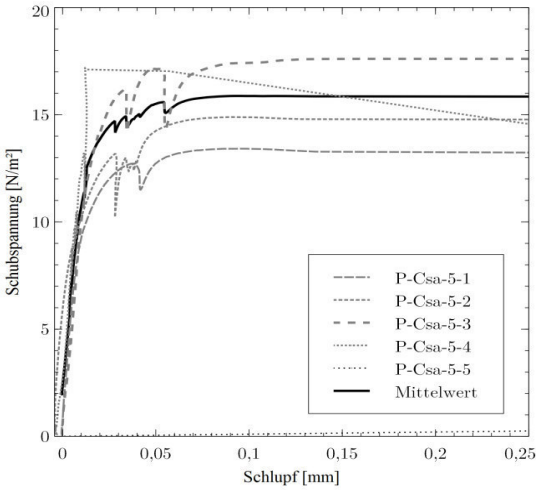
Bewehrungsoberfläche:	Aufborsten der Staboberfläche
Betonoberfläche im Bereich des Verbundes:	Rau, Profilierung zufolge Bewehrung vorhanden
Versagensform:	Aufborsten der CFK-Stäbe

Pull-Out Versuch -CFK-Bewehrung - besandet

Versuch P-Csa-5-X

Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung:





	TauMax [N/mm²]	Schlupf [mm]
P-Csa-5-1	13,4	0,10
P-Csa-5-2	14,9	0,09
P-Csa-5-3	17,6	0,16
P-Csa-5-4	17,2	0,01
P-Csa-5-5	16,7	0,09
m	16,0	0,1
s	1,57	0,05
v	0,10	0,53

Aufspalten und Beurteilung des Verbundversagens, Prüfkörper P-Csa-5-3





Bewehrungsoberfläche:	Abrieb der Besandung
Betonoberfläche im Bereich des Verbundes:	Rau, Sandablagerung vorhanden
Versagensform:	Versagen der Bewehrungsoberfläche bzw. der Besandung