



Georg Moritz, BSc

Untersuchung der Verbundfuge zwischen UHPC und Stahl für die Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten

MASTERARBEIT

zur Erlangung des akademischen Grades

Diplom-Ingenieur

Masterstudium Bauingenieurwissenschaften - Konstruktiver Ingenieurbau

eingereicht an der

Technischen Universität Graz

Betreuer

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

Dipl.-Ing. Thomas Hofer

Institut für Betonbau

Graz, Januar 2015

EIDESSTATTLICHE ERKLÄRUNG

STATUTORY DECLARATION

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebene Quellen/Hilfsmittel nicht benutzt, und die in den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Datum/Date

Unterschrift/Signature

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all jenen bedanken, die mich während des gesamten Studiums und der Anfertigung der Abschlussarbeit unterstützt haben.

Besonderer Dank gilt Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet Tue, der mir die Möglichkeit gab, diese Arbeit am Institut für Betonbau der TU Graz durchzuführen, sowie Herrn Dipl.-Ing. Thomas Hofer, der mir mit Rat und Tat bei der Ausarbeitung zur Seite stand. Auch den Mitarbeitern des Labors für konstruktiven Ingenieurbau der TU Graz, die mich bei der Durchführung der Versuchsserien unterstützt haben, sei an dieser Stelle herzlich gedankt.

Des Weiteren möchte ich meinen Arbeitgebern Dr.-Ing. Daniel Hartmann und Dr.-Ing. Philipp Gamper sowie ihren Mitarbeitern für die lehrreichen Sommermonate, in denen ich bei ihnen wertvolle Arbeitserfahrung sammeln durfte danken.

Daneben gilt all meinen Freunden und Studienkollegen, die mich durch meine gesamte Studienzeit begleitet haben, ein sehr großes „Vergelt’s Gott“.

Der größte Dank gebührt schlussendlich meiner Familie, welche es mir ermöglicht hat zu studieren und mich in allen Lebenslagen stets auf jede erdenkliche Weise unterstützt.

Kurzfassung

In Westeuropa wurden in der Nachkriegszeit vielfach Brücken mit stählernen Fahrbahn-decks, sogenannten orthotropen Platten, errichtet. Durch den ständigen Anstieg des Schwerverkehrs kam es an einzelnen Bauwerken zu gravierenden Ermüdungsschäden. Um einen Neubau der Brücken zu vermeiden, wurden deshalb bereits zahlreiche Sanierungsmethoden entwickelt. Eine dieser Methoden ist das Ersetzen des Asphalts durch eine Ortbetonschicht aus Ultrahochleistungsbeton, welche direkt befahren wird. Durch die hohe und konstante Steifigkeit der Betonschicht werden die Stahlbauteile lokal entlastet und sind somit weniger ermüdungsgefährdet. Diese Arbeit beschäftigt sich mit diesem Sanierungssystem, wobei im Detail die Verbundfuge zwischen Stahl und UHPC untersucht wird.

Zu Beginn wurde eine Recherche zum Stand der Technik dieser Sanierungsmethode und zur Adhäsion zwischen Stahl und ultrahochfestem Beton durchgeführt. Im Anschluss wurde ein Versuchskonzept mit zwei Versuchsserien erarbeitet, im Zuge dessen Haftzug- und Haftschubversuche an Kleinproben durchgeführt wurden. Dabei kamen verschiedene Betonrezepturen sowie Verbundfugenausführungen zum Einsatz.

Mit Hilfe der Haftzugversuche konnte gezeigt werden, dass mit einer rein sandgestrahlten Stahlplatte ähnliche Verbundfestigkeiten erzielt werden können, wie mit einer Verbundfuge aus Epoxidharz mit Gesteinseinstreuung. Die erzielten Haftzugfestigkeiten liegen im Bereich jener, die aus der Literatur hervorgehen.

Aufgrund der durchgeführten Haftschubversuche konnte ein Verbundfaktor für die verschiedenen Verbundfugenarten ermittelt werden und es zeigte sich, dass dieser für die sandgestrahlte Fuge höher liegt als jener der Fugen mit Epoxidharz. Des Weiteren konnte bewiesen werden, dass die zu erwartenden statischen Einwirkungen am realen Bauwerk sowohl von der Verbundfuge als auch vom Ultrahochleistungsbeton aufgenommen werden können.

Abstract

During the postwar period, many bridges with steel bridge decks, so called orthotropic plates, were built in Western Europe. Due to the constant increase of heavy traffic, some individual buildings suffered from serious fatigue damages. In order to avoid new constructions of bridges, numerous remediation techniques have already been developed. One of these methods is to replace the asphalt through a place concrete from ultra high performance concrete, which is directly traversed. Through the high and constant stiffness of the concrete layer, steel components are locally relieved and thus less endangered by fatigue. This work deals with the restoration system. In particular the interface between steel and UHPC is investigated.

At the beginning, research of the state of the art of this remediation method and the adhesion between steel and ultra high strength concrete, was conducted. Subsequently, an experimental design with two experimental series was developed. During the course of this evaluation, small samples regarding tensile and shear strength tests were conducted. Thereby, various concrete formulations and interfaces were used.

With the help of tensile strength tests it was shown, that with a purely sandblasted steel plate similar bond strengths can be obtained as with an interface made from epoxy resin sprinkled with basalt split. The tensile bond strengths obtained, are in the range of those that emerge from the ones in the literature.

Within the framework of the conducted shear strength tests, a composite factor for the various types of interfaces could be determined. It was found that the composite factor is higher for the sandblasted joint as that of the joints with epoxy resin. Furthermore, it was shown that the expected static effects on the real structure can be absorbed by both the interface as well as the ultra high performance concrete.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	1
1.1	Hintergrund und Motivation	1
1.2	Orthotrope Fahrbahnplatte.....	3
1.2.1	Hinweise zur Berechnung	4
1.2.2	Ermüdungsnachweis.....	5
1.3	Ultrahochleistungsbeton UHPC.....	7
2	Stand der Technik.....	9
2.1	Ermüdungsschäden der orthotropen Fahrbahnplatte	9
2.1.1	Ermüdungsrisse im Deckblech.....	9
2.1.2	Ermüdungsrisse in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe	13
2.1.3	Schlussfolgerungen und Anforderungen an Sanierungstechniken ..	14
2.2	Methoden zur Ertüchtigung	16
2.3	Sanierungsmethode mit RHPC	16
2.3.1	Entwicklung in den Niederlanden	16
2.3.2	Entwicklung in Dänemark.....	20
2.3.3	Entwicklung in Frankreich	23
2.3.4	Entwicklung in China.....	26
2.3.5	Entwicklung in Japan	29
3	Adhäsion zwischen Stahl und UHPC	33
3.1	Theoretische Grundlagen.....	33
3.2	Experimentelle Untersuchung „AdBond-UHPC“	37
3.2.1	Materialparameter	37
3.2.2	Haftzug- und Haftschubversuche	41
3.2.3	Zusammenfassung der Ergebnisse	44
3.2.4	Maßgebende Einflussfaktoren auf die Adhäsion zwischen Stahl und UHPC	47
4	Untersuchungen des Haftverbundes	51
4.1	Übersicht der durchgeführten Versuche	52
4.2	Haftzugversuche: 1. Versuchsreihe	53
4.2.1	Probekörperherstellung	54

4.2.2	Versuchsanordnung	60
4.2.3	Ergebnisse	61
4.2.4	Schlussfolgerungen	67
4.3	Haftzug- und Haftschubversuche: 2. Versuchsreihe.....	73
4.3.1	Probekörperherstellung	73
4.3.2	Versuchsaufbau Haftzugversuche	78
4.3.3	Ergebnisse Haftzugversuche	79
4.3.4	Versuchsaufbau Haftschubversuche.....	83
4.3.5	Ergebnisse Haftschubversuche.....	86
5	Ermittlung der Verbundfugensteifigkeit	91
5.1	Theoretische Grundlagen.....	91
5.2	Berechnung der Verbundfugensteifigkeit.....	94
5.2.1	Effektive Biegesteifigkeit aus der Durchbiegung.....	94
5.2.2	Schubspannungen in der Verbundfuge und im UHPC.....	96
6	Zusammenfassung und Ausblick.....	102
	Literaturverzeichnis.....	104
	Abbildungsverzeichnis.....	106
	Tabellenverzeichnis.....	111
	Anhang	112

Verwendete Symbole und Abkürzungen

RVS	Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen
UHPC	Ultrahochleistungsbeton (Ultra High Performance Concrete)
HPC	Hochleistungsbeton (High Performance Concrete)
RHPC	Bewehrter Hochleistungsbeton (Reinforced High Performance Concrete)
HRUHPC	Stark bewehrter Hochleistungsbeton (Heavy Reinforced Ultra High Performance Concrete)
UHPRFC	Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete
SFRC	Steel Fiber Reinforced Concrete
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Plastic
RPC	Reactive Powder Concrete
QT	Querträger
HT	Hauptträger
FEM	Finite Elemente Methode

1 Einleitung

1.1 Hintergrund und Motivation

Die ersten stählernen Fahrbahnplatten („Battle deck“¹, siehe Abbildung 1.1) wurden in den 1930er Jahren in den USA entwickelt und errichtet. Zur gleichen Zeit wurde auch in Deutschland an Fahrbahnen mit einem dünnen stählernen Deckblech gearbeitet. Die Ingenieure dieser Zeit sahen die Vorteile dieser vielversprechenden Alternative zu Betonfahrbahnen in der Reduktion des Eigengewichts und somit auch der Kosten, durch sparsamen Einsatz der Materialien.

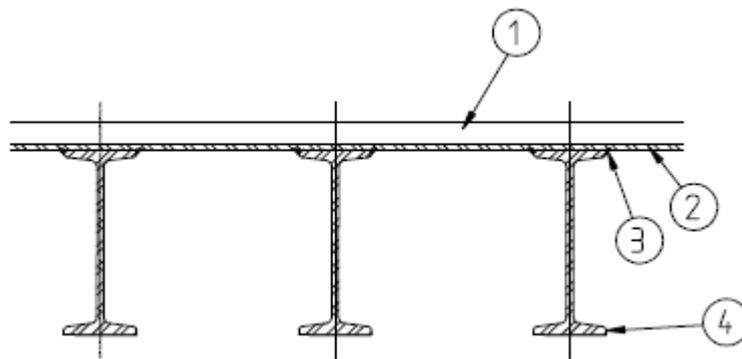


Abbildung 1.1: Querschnitt "Battle deck". 1) Fahrbahnbelag, 2) Deckblech, 3) Längsschweißnaht, 4) I-Träger [1]

Zum Durchbruch und zur Weiterentwicklung dieser Bauweise kam es in Deutschland und Westeuropa in der Nachkriegszeit, als eine Reihe von Brücken wieder aufgebaut werden musste. Bis 1960 wurden in Deutschland bereits mehr als 40 Brücken mit orthotropen Fahrbahnplatten² gebaut. Ende des 20. Jahrhunderts waren mehr als 1000 Brücken mit solchen Fahrbahnen über die Erde verteilt. Beispiele für Brücken mit sehr großen Spannweiten und stählernen Fahrbahnen sind die Akashi-Kaikyo-Brücke in Japan und das Millau-Viadukt in Frankreich.

Im Allgemeinen ergaben sich sehr zufriedenstellende Erfahrungen im Zusammenhang mit orthotropen Fahrbahn decks. Allerdings kam es, aufgrund der Tatsache, dass in den 1960er Jahren der Standsicherheitsnachweis im Vordergrund der statischen Berechnungen und konstruktiven Auslegung stand, zu Problemen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit. Durch ungeeignete Konstruktionsauslegungen in Verbindung mit dem dramatischen Anstieg des Schwer-

¹ Die Fahrbahn bestand aus einem Stahldeckblech, welches auf Längsträger (I-Profile) aufgeschweißt war.

² Siehe Kapitel 1.2

verkehrs (hinsichtlich Frequenz sowie Achslast) weisen Brücken mit orthotropen Fahrbahnen teilweise Defizite in Bezug auf die Ermüdungssicherheit und damit auf die Restlebensdauer auf. Dies äußert sich durch Risse im Deckblech und den Schweißnähten. Der am häufigsten beobachtete Ermüdungsriss tritt an der Kreuzungsstelle von Längsrippe und Querträger auf. Dabei spielt es keine Rolle, ob es sich um ein festes Brückendeck mit einer Asphaltbelagsschicht oder ein bewegliches Brückendeck mit einer dünnen Epoxidharzbelagsschicht handelt. Ermüdungsschäden wurden an beiden Bauwerksarten entdeckt. Die dickere Asphaltsschicht sorgt lediglich für eine etwas längere Lebensdauer, da sie durch bessere Radlastverteilung die Spannungen im Deckblech reduziert. Abbildung 1.2 zeigt einen Schadensfall aus den Niederlanden.



Abbildung 1.2: Riss im Dünnbettbelag und dem darunter liegenden Deckblech [1]

Um die Restlebensdauer solcher in Mitleidenschaft gezogenen Brücken zu erhöhen, wurden verschiedene Sanierungsmethoden³ entwickelt, um ein aufwendiges und kostenintensives Abtragen und Neuerrichten des gesamten Bauwerks zu vermeiden.

Diese Arbeit beschäftigt sich mit der Sanierungsmethode mittels UHPC-Ortbeton. Zu diesem Thema wurden bereits verschiedene Forschungsarbeiten (F.B.P. de Jong [1], W. Rasmus [2], F. Gomes [3]) geleistet und es wurden auch schon erste Sanierungsprojekte im Zuge dieser Forschungen umgesetzt. Im Detail befasst sich diese Arbeit mit der Verbundfuge zwischen Stahldeckblech und UHPC-Aufbeton. Mit Hilfe von Kleinversuchen werden die Tragfähigkeit, sowie die Steifigkeit der Verbundfuge bei verschiedenen Randbedingungen untersucht.

Die Zielsetzung der Arbeit ist es, Widerstände und Verformungseigenschaften der Stahl-Beton-Grenzschicht zu ermitteln, welche den Beanspruchungen aus einer FE-Simulation gegenübergestellt werden können bzw. mit deren Hilfe die Eigenschaften der Verbundfuge modelliert werden können. [1] [4] [5]

³ Siehe Kapitel 2.2

1.2 Orthotrope Fahrbahnplatte

„Wie das Wort „orthotrop“ entstanden ist, wer es erfunden hat etc. könnten nur die Zeitzeugen der 50er Jahre im letzten Jahrhundert beantworten...“ [6, S.3]

Das Wort „orthotrop“ setzt sich auf jeden Fall aus der Abkürzung der Wörter orthogonal und anisotrop zusammen. Gemeint ist somit nichts anderes, als dass die Fahrbahnplatte unterschiedliche Steifigkeiten in Längs- und Querrichtung (rechtwinklig zueinander) aufweist.

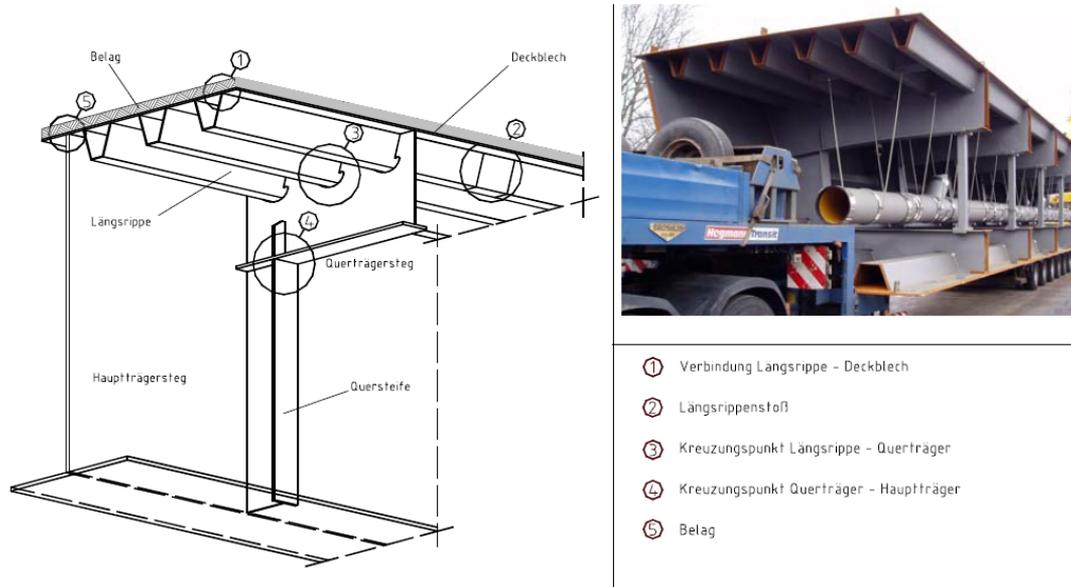


Abbildung 1.3: Bestandteile einer orthotropen Platte [7]

Ein orthotropes Fahrbahndeck (siehe Abbildung 1.3) setzt sich, unabhängig ob es sich um eine bewegliche oder feste Brücke handelt, aus vier Hauptbestandteilen zusammen:

- Deckblech
- Längssteifen (Längsrippen)
- Querträger QT
- Hauptträger HT

Zusätzlich zu diesen Bestandteilen wird normalerweise noch eine Verschleißschicht auf dem Deckblech angeordnet (Asphalt bei festen und Epoxidharz bei beweglichen Brücken). Jedes Konstruktionsbestandteil hat eine oder mehrere Funktionen im Gesamtsystem zu erfüllen. Das Deckblech hat lokal die Aufgabe die Radlasten aufzunehmen und auf die Längssteifen zu verteilen. Eine regelmäßige Unterstützung ist deshalb zwingend erforderlich. Die Spannweite des Fahrbahnbleches (Abstand der Längssteifenstege) beträgt in der Regel etwa 300 mm (abhängig von der Deckblechdicke). Des Weiteren nimmt das Deckblech eine Scheibentragswirkung in horizontaler Richtung wahr. Die Längsrippen werden unter dem Deckblech angeordnet und können verschiedene Querschnittsformen (offen oder geschlossen) aufwei-

sen. Heute werden zumeist geschlossene, torsionssteife Profile eingesetzt. Als Obergurt für die Längssteifen dient wiederum das Deckblech. Der Abstand der Querträger, welche die Längsrippen unterstützen, ist eine Funktion der Rippenform. Offene Längsrippen benötigen einen engeren Querträgerabstand (1,5 - 2,5m) als geschlossene (3 - 5m). Aufgrund des Mitwirkens des Fahrbahnbleches als oberer Flansch der Rippen ist eine kraftschlüssige Längsschweißnaht zwischen Längssteife und Deckblech erforderlich. Ebenso wirkt das Blech als Obergurt der Querträger, welche die Lasten ihrerseits auf die Hauptträger übertragen. Die Hauptträger bzw. Hauptträgersysteme können einfache Vollwandträger oder aber Fachwerkträger, Kastenträger usw. sein. Bei allen Bauformen fällt jedoch dem Deckblech eine wichtige Rolle hinsichtlich der Gesamttragfähigkeit zu. So wirkt auch hier das Fahrbahnblech wieder als Obergurt der HT. In Abhängigkeit der mitwirkenden Breite⁴ können auch einzelne Längssteifen zum oberen Flansch hinzugerechnet werden.

Durch die Veränderung der Kostenaufteilung (Materialkosten, Lohnkosten) werden die Vorteile des geringen Gewichtes (200 - 250kg/m²) durch die zeitintensive Fertigung relativiert. Aufgrund dieser Tatsache sind orthotrope Fahrbahnplatten heutzutage erst ab einer Spannweite von >120 m wirtschaftlich (bei europäischem Lohnniveau). [5] [6]

1.2.1 Hinweise zur Berechnung

In den 60er Jahren setzte sich aus Gründen der Überschaubarkeit (man bedenke die damaligen EDV-Möglichkeiten) ein Berechnungsmodell durch, bei dem das komplexe System in Teilsysteme zerlegt wird (siehe Abbildung 1.4). Dabei werden die Reaktionskräfte jeweils von einem System auf das nächste übertragen:

- Das Deckblech wird durch die Längsrippen starr gestützt.
- Die Längsrippen mit dem Deckblech als Obergurt werden wiederum von den QT starr gestützt.
- Die Biegeweichheit der QT wird durch Wegfedern berücksichtigt.
- Der Trägerrost aus Längssteifen und Querträger wird von den Hauptträgern starr gestützt.

⁴ Rechnerisch ansetzbare Breite in Abhängigkeit des statischen Systems und der Stützweite der Träger

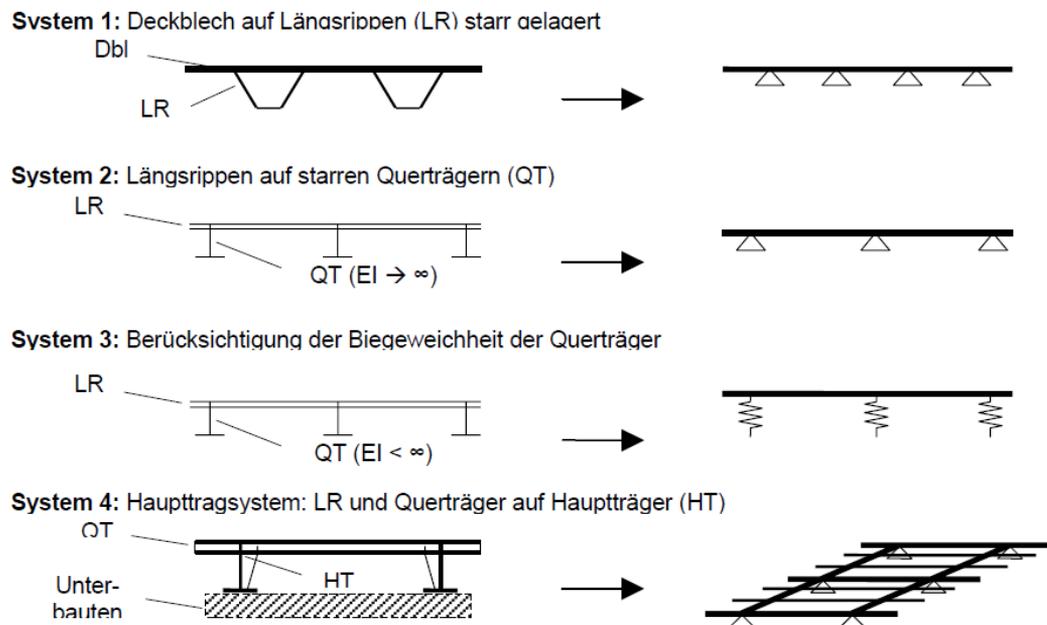


Abbildung 1.4: Subsysteme bei der Berechnung der orthotropen Platte [6]

Hier wird die Mehrfachwirkung des Fahrbahnbleches sehr leicht ersichtlich. Die obige Auflistung ist nicht für alle Brückensysteme vollständig. Bei komplexeren Systemen wie z.B. Schrägseilbrücken müssten weitere Subsysteme betrachtet werden.

Ein bekanntes Modell für eine solch vereinfachte Berechnungsmethode ist jenes von Pelikan-Esslinger. [6]

1.2.2 Ermüdungsnachweis

Bereits bei der Entwicklung der orthotropen Fahrbahnplatte wurde die Ermüdungsfestigkeit als ein wesentliches Risiko erkannt. Im Allgemeinen wurden damals 2 Mio. Lastspiele für die derzeitigen Verkehrslasten als ausreichend betrachtet. Heute werden aber bereits an einige Autobahnen Verkehrsaufkommen von 2 Mio. Lastkraftwagen pro Jahr festgestellt. Daraus ist erkennbar, dass Ermüdungsschäden wahrscheinlich früher auftreten als bei der Bemessung der Brücken erwartet.

Des Weiteren ist der klassische Ermüdungsnachweis nach Wöhler für orthotrope Fahrbahnplatten nur beschränkt gültig. Eine Voraussetzung dieser Ermüdungstheorie ist, dass die Spannungen σ im elastischen Bereich des Werkstoffs liegen. Aufgrund der hohen Eigenstressungen an den wärmebeeinflussten Zonen (Schweißnähte, Schnittkanten), welche in der Größenordnung der Streckgrenze liegen können, kommt es an solchen Stellen zu post-elastischen Bereichen und somit ist diese Voraussetzung der Ermüdungstheorie nicht mehr eingehalten. Auch können die berechneten Nennspannungen sehr verschieden von den wirklichen Spannungen sein, sowohl in ihrer Höhe als auch im Vorzeichen. Dies resultiert daraus, dass Zugeigenstressungen z.B. infolge von Schweißnaht-Schrumpfung wesentlich grö-

ßer sein können als die Druckspannung aus der Verkehrslast. Durch die veränderlichen Zugspannungen werden dann an diesen Schweißnähten Ermüdungsrisse initiiert.

Weil nach diversen Jahren, bei ständig wachsendem Verkehr, eine Häufung von typischen Schäden erkannt wurde, befasste sich 1998 eine Expertenrunde mit dem Problem. Es wurden Regeln für eine ermüdungssichere Konstruktion von orthotropen Fahrbahndecks erarbeitet, welche nahezu 1:1 in den Eurocode 3 aufgenommen wurden. Bei Einhaltung dieser Empfehlungen ist kein rechnerischer Nachweis mehr erforderlich. Die Konstruktion gilt als ermüdungssicher. Einige Konstruktionsmerkmale dieser Empfehlungen werden in weiterer Folge angeführt:[4] [5] [6] [8]

- Deckblechstärke t
 $t \geq 14\text{mm}$ bei $d \geq 70\text{ mm}$ Fahrbahnbelagsstärke
 $t \geq 16\text{mm}$ bei $d \geq 40\text{ mm}$ Fahrbahnbelagsstärke
- Längssteifenabstand e
 $e/t \leq 25$ und $e \leq 300\text{mm}$
- Längssteifen aus Hohlprofilen (z.B. Trapez-, V- oder Rundhohlprofile)
- Schweißnahtdicke a der Anschlussnaht von Längssteife an das Deckblech \geq der Steifendicke t_R (möglichst stumpfnahtähnlich versenkt)

1.3 Ultrahochleistungsbeton UHPC

Ab den späten 70er Jahren kam es zu aufregenden Entwicklungen in der Betontechnologie. Die Druckfestigkeit stieg von ungefähr 60 MN/m^2 auf über 300 MN/m^2 an. Ermöglicht werden solche Druckspannungen durch Techniken zur Verdichtung der Mikrostruktur des Frischbetons. Die somit reduzierte Porosität, die Verkleinerung der Poren und die Veränderung der Porenverteilung in der Zementmatrix beeinflussen verschiedene Parameter des erhärteten Betons. Dies führt schlussendlich zu viel höheren aufnehmbaren Spannungen, zu einer besseren Dauerhaftigkeit, zu höherer Dichtigkeit sowie zu besseren Verschleißfestigkeiten. Bei HPC bzw. UHPC handelt es sich somit um einen sehr gefügedichten fein- oder grobkörnigen Beton (siehe Abbildung 1.5) mit hohen charakteristischen Druckfestigkeiten.

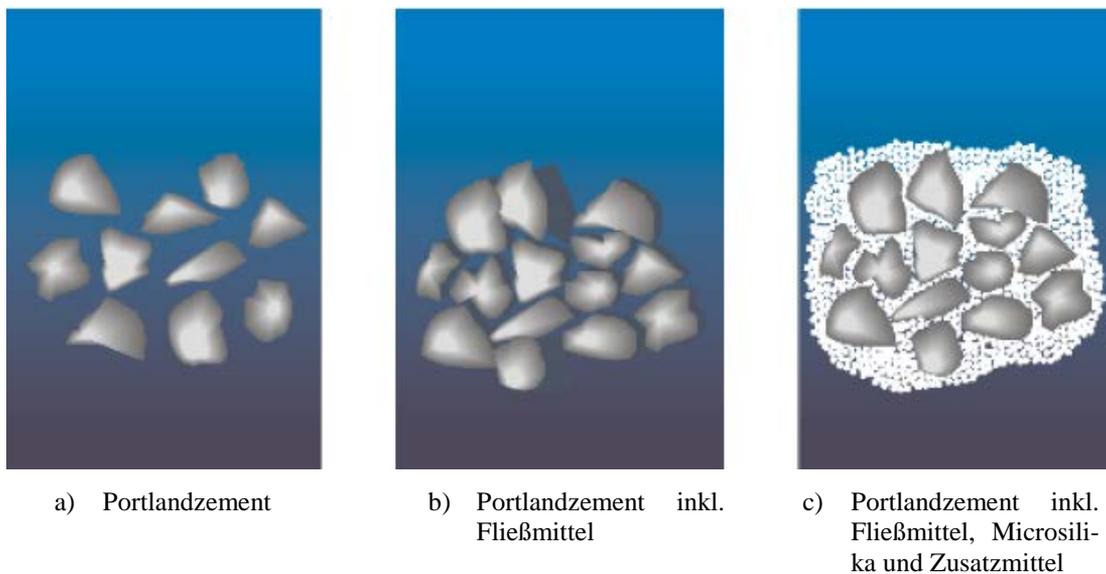


Abbildung 1.5: Struktur des Zementleims im Frischbeton [9]

Die Eigenschaften der Hochleistungsbetone resultieren aus der hohen Packungsdichte ihrer Bestandteile, welche durch eine optimale Kornabstufung erreicht wird. Dabei werden auch die Feianteile berücksichtigt. Der große Gehalt von Feianteilen, die zum Großteil hydraulisch wirksam sind (Microsilika, Zement) und der sehr niedrige W/B-Wert ($< 0,25$) sind für UHPC charakteristisch. Die Verarbeitbarkeit bzw. selbstverdichtende Eigenschaften werden mittels hochwirksamer Fließmittel sichergestellt.

Da Ultrahochleistungsbetone einen sehr spröden Werkstoff darstellen, wird durch die Zugabe von Fasern (Stahl, Kunststoff, Basalt) im Bereich von 2 - 2,5 Vol. % ein duktileres Materialverhalten gewährleistet. Auch sorgen die beigemengten Fasern dafür, dass Risse mikroskopisch klein und in engen Rissabständen auftreten. Des Weiteren sorgen sie für eine ausgeprägte Zugfestigkeit des Betons im gerissenen Zustand. In Tabelle 1.1 werden die Eigen-

schaften von HPC, UHPC mit verschiedenen Faseranteilen, stark bewehrtem UHPC (HRUHPC) und hochfestem Stahl abgebildet.

Eigenschaften	HPC	UHPC Faseranteil 0-2%	UHPC Faseranteil 4-12%	HRUHPC	Hochfester Stahl
Druckfestigkeit N/mm ²	80	120 – 270	160 – 400	160 – 400	-
Zugfestigkeit N/mm ²	5	6 – 15	10 – 30	100 – 300	500
Biegefestigkeit N/mm ²	-	-	-	100 – 400	600
Scherfestigkeit N/mm ²	-	-	-	15 – 150	
Dichte kg/m ³	2.500	2.500	2.600	3.000	7.800
E-Modul kN/mm ²	50	60 – 100	60 – 100	60 – 100	210
Bruchenergie N/m	150	150 – 1500	4000 – 5000	2·10 ⁵ – 4·10 ⁶	2·10 ⁶
Frost- beständigkeit	mittel/gut	hervorragend	hervorragend	hervorragend	-
Korrosion- beständigkeit	mittel/gut	hervorragend	hervorragend	hervorragend	mangelhaft

Tabelle 1.1: Eigenschaften von HPC, UHPC, HRUHPC und hochfestem Stahl [9]

Stark bewehrter Ultrahochleistungsbeton ist nichts anderes als der Namen vermuten lässt. Es handelt sich um UHPC mit einer Faserbewehrung von ca. 10% in Kombination mit einem hohen Bewehrungsgrad an konventioneller Bewehrung von über 20%. [5] [9] [10]

2 Stand der Technik

2.1 Ermüdungsschäden der orthotropen Fahrbahnplatte

In den letzten Jahrzehnten wurden viele verschiedene Schäden (siehe Abbildung 2.1) an ermüdungsempfindlichen Details von orthotropen Stahlbrücken diagnostiziert. In diesem Kapitel wird jedoch nur auf Ermüdungsrisse eingegangen, welche sich im Deckblech bzw. in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Hohlrippe ausbilden. Weitere Risse, welche unmittelbar am Brückendeck auftreten können, wären Risse im Montagestoß der Hohlrippen sowie in der Verbindung zwischen Hohlrippe und Querträger.

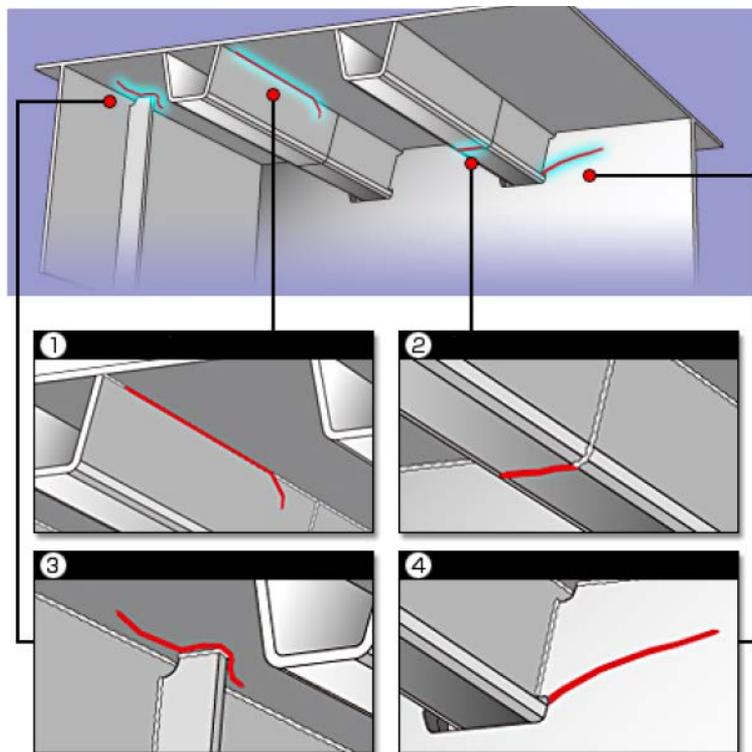


Abbildung 2.1: Ermüdungsrisse am Brückendeck [11]

- 1) Risse zwischen Deckblech und Hohlrippe
- 2) Risse im Montagestoß der Hohlrippen
- 3) Risse zwischen Vertikalsteife und Deckblech
- 4) Risse zwischen Hohlrippe und Querträger

2.1.1 Ermüdungsrisse im Deckblech

Allgemeine Beschreibung

Im Deckblech selbst treten Risse am häufigsten am Kreuzungspunkt zwischen Querträger und Längssteife auf. Auch zwischen den Querträgern können Risse im Deckblech entstehen.

In Abbildung 2.2 sind beide Rissarten sowie ein Querschnitt durch Deckblech und Längsrippe dargestellt.

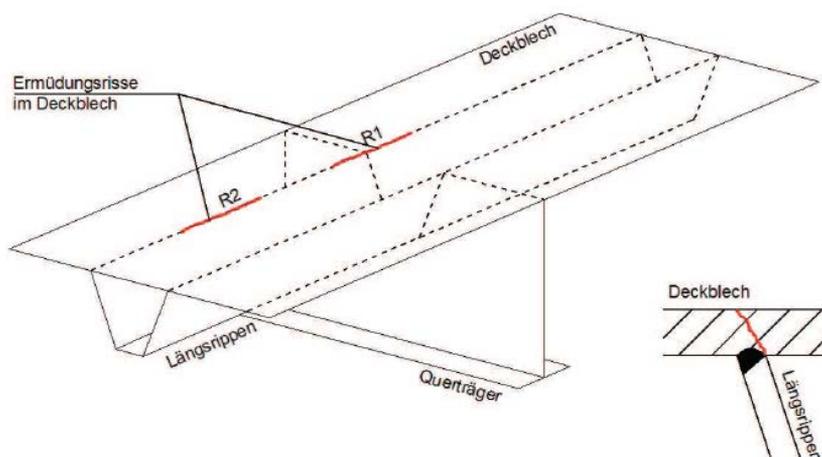


Abbildung 2.2: Risse im Deckblech [5]

Wie Abbildung 2.3 entnommen werden kann, entstehen die Risse in drei Phasen. In der ersten Phase beginnt sich der Riss an der Schweißnahtwurzel zwischen Deckblech und Längsrippe zu bilden. In der nächsten Phase breitet sich der Riss in vertikaler Richtung von der Unterkante des Deckbleches bis zu seiner Oberkante aus. Sobald der Riss das Deckblech vollständig durchdrungen hat, ändert er in Phase drei seine Ausbreitungsrichtung in die horizontale (längs orientierte) Richtung. Zum Schluss weist der Riss in Längsrichtung (parallel zu den Längsrippen) eine halb-elliptische Form auf (siehe Abbildung 2.3). [1] [5]

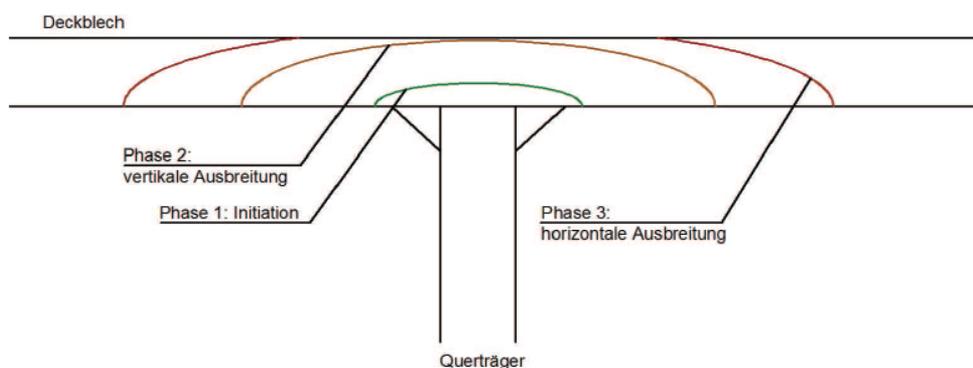


Abbildung 2.3: Phasen der Rissbildung in Längsrichtung [5]

Mechanischer Hintergrund

Der mechanische Grund für die Rissbildung an der Kreuzungsstelle zum QT ist das Fehlen des Querträgersteges innerhalb der Hohlrippe. Dadurch wird das Deckblech nur zwischen den Längsrippen, nicht jedoch innerhalb dieser gestützt. Eine lokale Radlast direkt über einer Längsrippe führt deshalb nur zu Durchbiegungen zwischen den Längsrippenstegen, nicht aber in den Nachbarbereichen, wo das Deckblech fest mit dem Querträgersteg verbunden ist.

Diese Zwänge führen zu zusätzlichen Einspannmomenten, die bei hohen Radlasten zu erheblichen Spannungskonzentrationen im Deckblech und in weiterer Folge zu den beschriebenen Ermüdungsrissen führen können.

Der Bereich zwischen zwei QT weist ein deutlich geringeres Ermüdungsrisiko auf als jener am QT. Dies ist auf die Änderung des statischen Systems (siehe Abbildung 2.4) durch das Fehlen der starren Verbindung zum Querträgersteg zurückzuführen. Das Deckblech kann hier als Durchlaufträger mit elastischer Lagerung betrachtet werden, wobei die Längsrippenstege die Auflager darstellen. Durch das Fehlen der zuvor beschriebenen Einspannwirkung und die elastische Lagerung sinken die Spannungen im Bereich der Anschlussnaht im Vergleich zum Kreuzungspunkt erheblich.

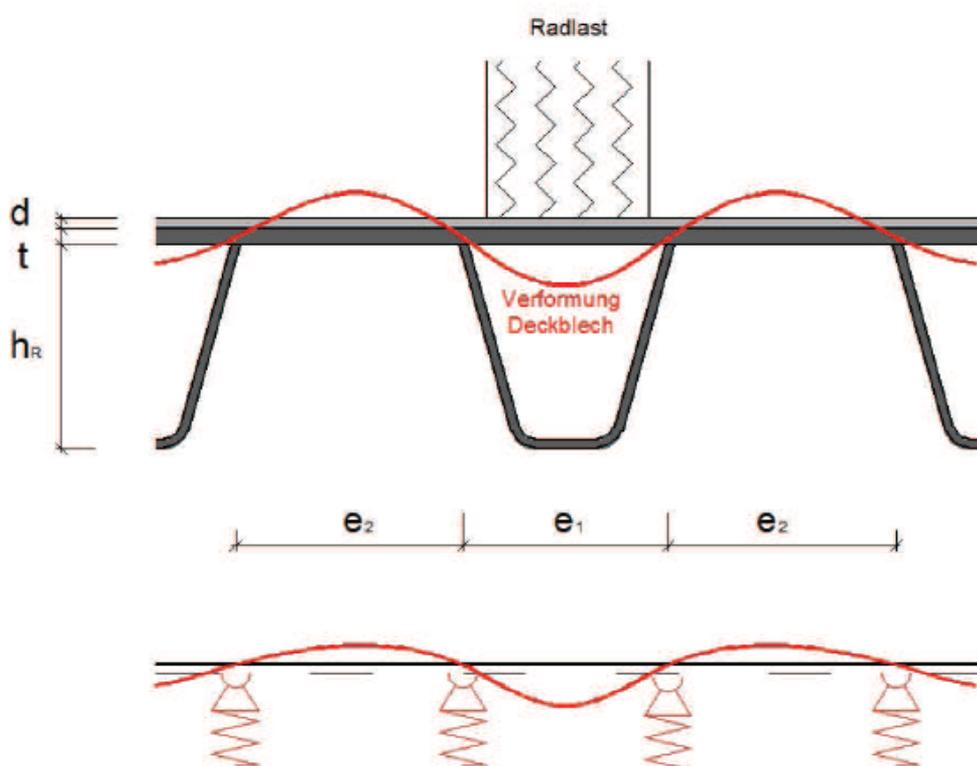


Abbildung 2.4: Deckblech zwischen zwei Querträgern [5]

Ermüdungsrisse im Deckblech stellen ein relevantes Sicherheitsproblem dar, sobald sie eine bestimmte Größe erreicht haben. Dies ist bei Rissen, welche durch die gesamte Dicke des Deckblechs gedungen sind und eine kritische Länge erreicht haben, der Fall. Die anschließend auftretenden hohen lokalen Radlasten können eine Eintiefung im Deckblech verursachen (siehe Abbildung 2.5).

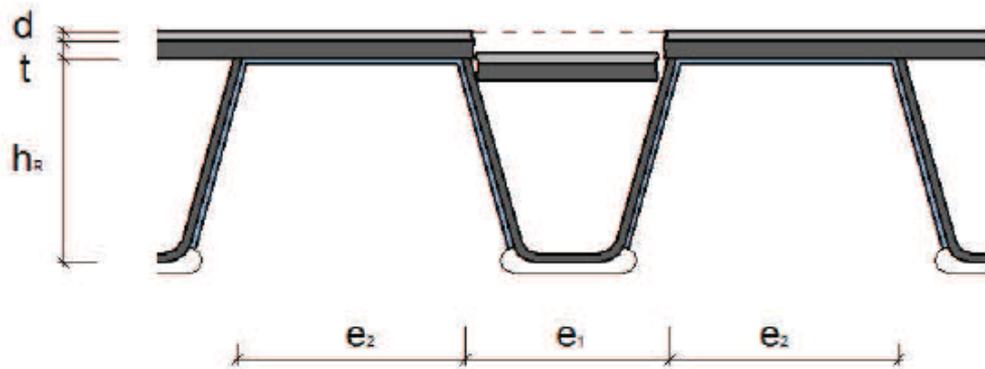


Abbildung 2.5: Eintiefung im Deckblech [5]

Diese Art der Ermüdungsriss wurde sowohl bei festen als auch bei beweglichen Brückendecks festgestellt. Der dickere Asphaltbelag bei festen Brücken reduziert durch seine lastverteilende Wirkung lediglich die Größe des Spannungsspieles, wodurch sich eine längere Lebensdauer als bei der dünnen Epoxidharzschicht der beweglichen Brücken ergibt. Abbildung 2.6 zeigt die Deckblechriss eines beweglichen Brückendecks. [1] [5]

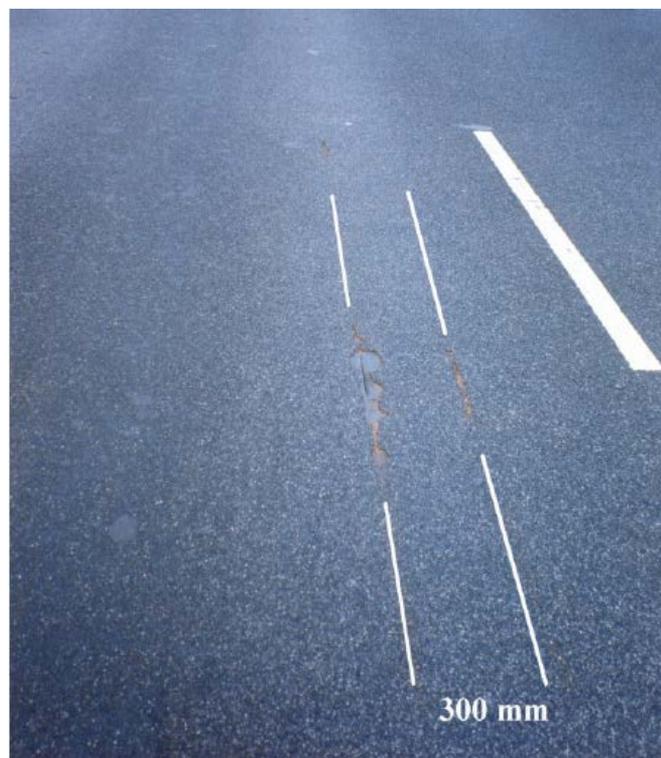


Abbildung 2.6: Deckblechriss eines beweglichen Brückendecks [1]

2.1.2 Ermüdungsrisse in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe

Allgemeine Beschreibung

Ein Ermüdungsriss in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe kann an jeder beliebigen Stelle zwischen zwei Querträgern, jedoch nicht genau an der Schnittstelle zwischen QT und Längsrippe auftreten (siehe Abbildung 2.7). Der Beginn der Rissbildung findet an der Wurzel der Schweißnaht (innerhalb der Hohlrippe) statt. Anschließend breitet sich der Riss zunächst quer durch die Schweißnahtdicke aus, ändert dann die Richtung und verläuft entlang der Schweißnaht in horizontaler Richtung. Unter der Bedingung einer begrenzten Risslänge stellt der Riss keine Gefahr für die Sicherheit und das Widerstandsvermögen der Brücke dar. Das Deckblech ist unversehrt und die Möglichkeit zur Lastumlagerung bleibt nach wie vor bestehen. Breitet sich der Riss jedoch in eine andere Richtung als in die der Schweißnaht aus, z.B. in das Deckblech oder in den Längsrippensteg, so entsteht sehr wohl eine Gefährdung hinsichtlich der Sicherheit. [1] [5]

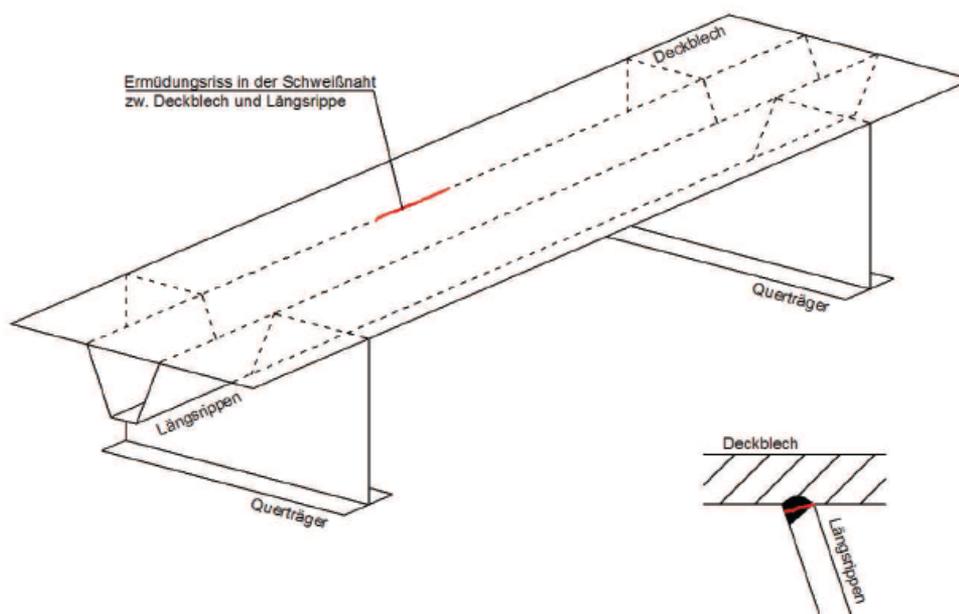


Abbildung 2.7: Risse in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe [5]

Mechanischer Hintergrund

Wie bereits unter Punkt 2.1.1 beschrieben, kann das Deckblech zwischen den QT als elastisch gelagerter Durchlaufträger angesehen werden. Durch die nach unten gerichtete Verformung an der Stelle der Radlast kommt es an den angrenzenden Bereichen zu Verformungen in die entgegengesetzte Richtung. Aufgrund der Verformungskompatibilität muss es in weiterer Folge auch zu einer Verformung des Längsrippenquerschnitts kommen (siehe Abbildung 2.8).

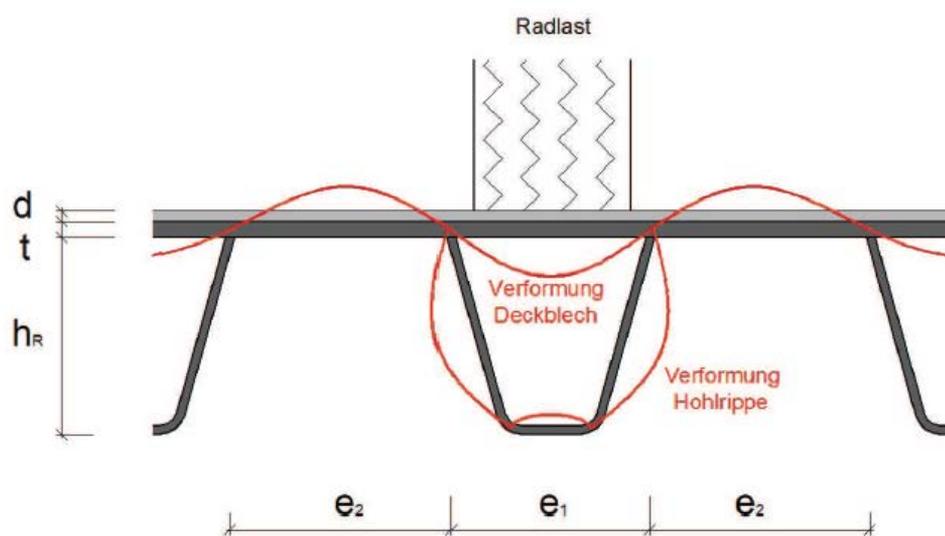


Abbildung 2.8: Verformung des Deckblechs und der Längsrippen [5]

Die Federsteifigkeit der Auflager (Längsrippenstege) ist stark vom Abstand der Querträger abhängig. Das elastische Verhalten führt zu maximalen Verformungen an der Stelle der Radlast und zu Biegemomenten im Deckblech und den Längssteifen. Dadurch entstehen Spannungen in der Schweißnaht, welche als Hauptursache für die Rissbildung gelten.

Auch diese Art der Risse kommt bei festen als auch bei beweglichen Brücken vor. Wiederrum weist der dicke Asphaltbelag, durch die lastverteilende Wirkung, positive Effekte im Gegensatz zu der dünnen Epoxidharzschicht auf. Die Geschwindigkeit, mit der sich der Riss innerhalb der Schweißnaht ausbreitet, ist auch sehr stark von der Ausführungsqualität der Schweißnaht abhängig.

2.1.3 Schlussfolgerungen und Anforderungen an Sanierungstechniken

Wie aus den vorherigen Ausführungen ersichtlich wurde, sind die Ermüdungsriss in Deckblechnähe auf die geringe Steifigkeit des Fahrbahnbleches und dessen Belag und die daraus resultierenden hohen Biegespannungen und Verformungen zurückzuführen. Die günstigere Kombination von Deckblech und Asphaltbelag in Bezug auf Deckblech und Epoxidharzbelag legt die Schlussfolgerung nahe, dass die Steigerung der Lebensdauer mit der Steigerung der Deckblechsteifigkeit Hand in Hand verläuft. Bei möglichen Sanierungsmethoden, welche die Restlebensdauer von orthotropen Straßenbrücken entscheidend verlängern sollen, ist also die Erhöhung der Steifigkeit des Brückendecks ein Hauptkriterium. Die Steifigkeit sollte so hoch wie möglich bzw. so hoch wie nötig (im Hinblick auf die Erhöhung des Eigengewichts) sein. [5]

Weitere Anforderungen an Ertüchtigungsmaßnahmen sind: [5]

- Mechanische und technische Eigenschaften

Eine starke Erhöhung des Eigengewichtes sollte im Allgemeinen vermieden werden. Bei beweglichen Brücken ist durch die Tragfähigkeit der Scharniere die Erhöhung des Eigengewichts begrenzt.

- Fahrsicherheit

Eine den Straßenverkehrsverordnungen genügend große Rutschfestigkeit und Ebenheit der Fahrbahnoberfläche muss gewährleistet werden.

- Ausführung und Verkehrsbehinderung

Die Ausführungsdauer einer Sanierungsmethode sollte so kurz wie möglich sein, um den Verkehr nicht zu stark zu behindern. Auch sollte man im Anschluss möglichst lange ohne Wartungsarbeiten an den sanierten Brückenbauwerken auskommen, um eine neuerliche Behinderung des Verkehrs zu vermeiden.

2.2 Methoden zur Ertüchtigung

Die bisher entwickelten Sanierungskonzepte können in drei Kategorien eingeteilt werden (siehe auch Abbildung 2.9). [5]

- Verstärkung der Stahlstruktur
- (Teil-) Substitution des Asphalts
- Modifikation des Asphalts

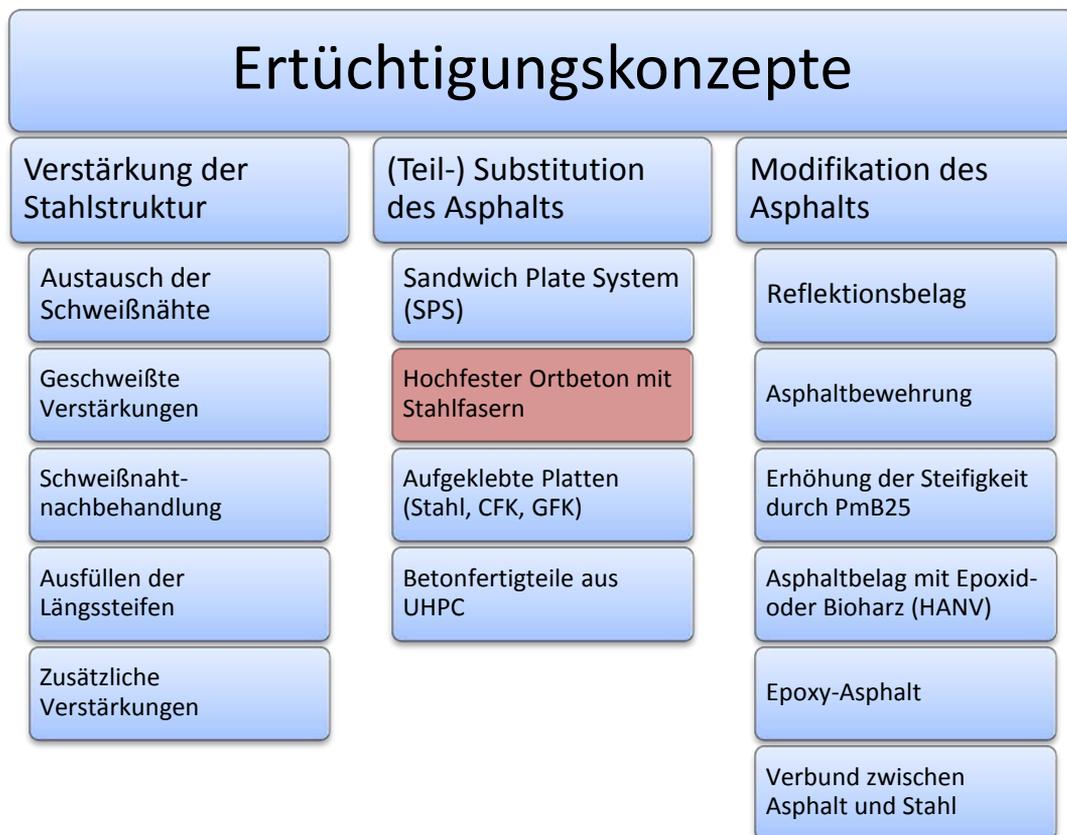


Abbildung 2.9: Ertüchtigungskonzepte für orthotrope Platten [5]

In weiterer Folge wird nur auf die Sanierungsmethode mit hochfestem Ortbeton eingegangen, da nur diese Methode Teil der Arbeit ist.

2.3 Sanierungsmethode mit RHPC

2.3.1 Entwicklung in den Niederlanden

Im Sommer 1997 wurde an der Van Brienoord-Brücke eine größere Anzahl an Rissen entdeckt. Dies veranlasste das niederländische Ministerium für Verkehr und Wasser-Management (Rijkswaterstaat) nach einer Lösung für diese Schäden zu suchen. Es sollte eine praktische Lösung für eine nachhaltige Instandsetzung entwickelt werden. An diesem

umfangreichen Forschungsprojekt waren das Ministerium Rijkswaterstaat, die Technische Universität von Delft, TNO Building and Construction Research sowie Contec Aps beteiligt. [12]

Aus mehreren Vorschlägen wurde eine Lösung mit bewehrtem, faserverstärktem Hochleistungsbeton ausgewählt. Nachdem die Van Brienoord-Brücke abgetragen werden musste, stand sie für umfassende Versuche zur Verfügung. Es wurden die Verbundwirkung sowie die Ermüdungswirkung in diesen Versuchen untersucht. [8]

Hintergedanke der Sanierungsmethode war ganz klar die Erhöhung der Stahldecksteifigkeit. Denn die Substitution der Gussasphaltschicht (in den Niederlanden meistens 50 mm) mit RHPC führt bis zum Zehnfachen der ursprünglichen Steifigkeit. Die Voraussetzung hierfür ist jedoch eine Zwischenschicht (Stahl-RHPC), welche eine ausreichend hohe Schubfestigkeit und Steifigkeit aufweist, um eine Verbundtragwirkung sicherzustellen. Deshalb wurden bei der Entwicklung dieser Methode auch verschiedene Arten der Verbindungsschicht getestet. [5]

Denkbar wäre neben dem vor Ort eingebrachten Frischbeton auch eine Lösung mit UHPC-Fertigteilen, welche auf die Stahlplatte geklebt werden. In den Niederlanden entschied man sich jedoch aus zwei Gründen gegen Betonfertigteile. Zum einen ist es schwierig Unebenheiten im Deckblech mit Fertigteilen auszugleichen und zum anderen würden Lücken zwischen den einzelnen Paneelen zurückbleiben, welche den Fahrkomfort senken. [1]

Verbindungsschicht zwischen Stahl und Beton

Die Verbindungsschicht zwischen Stahl und Beton übernimmt mehrere Aufgaben: [1]

- Korrosionsschutz des Stahldeckbleches
- Sicherstellung der Scherfestigkeit und Steifigkeit der Grenzschicht
- Erzeugung einer Zugfestigkeit in der Grenzfläche

Die Scherfestigkeit und Steifigkeit sind für die Verbundwirkung und somit für eine maximale Reduktion der Spannungen im Deckblech von großer Bedeutung. Die Verbindungsschicht sollte ein duktiles und kein sprödes Verhalten aufweisen. Um die erforderliche Robustheit der Schicht sicherzustellen, können mehrere Möglichkeiten in Betracht gezogen werden:

- Auf das Deckblech aufgeschweißte Kopfbolzendübel (traditionelle Methode im Verbundbau)
- Auf das Deckblech aufgeschweißte Bewehrungsmatten
- Eine Kleberschicht (meist auf Epoxidharzbasis) von wenigen Millimetern zwischen Stahl und Beton

Die ersten beiden Möglichkeiten schieden für die Niederländer aus, da sie zum einen sehr zeitaufwendig sind und zum anderen zu lokalen Spannungskonzentrationen in den Schweißstellen führen, welche dadurch wieder ein potentielles Ermüdungsrisiko aufweisen.

Am „Adhesion Institute“ der Technischen Universität von Delft wurden somit drei verschiedene Grenzschichten auf Klebstoffbasis an Kleinproben getestet:

1. Fertigteile vor Ort mit einem Zwei-Komponenten-Epoxidharzkleber auf das Stahlblech geklebt
2. Frischbeton auf die noch feuchte Zwei-Komponenten-Epoxidharzschicht aufgebracht
3. Sprenkeln der noch feuchten Epoxidharzschicht mit Granit oder kalziniertem Bauxit und nach dem Aushärten des Klebers Aufbringen der Frischbetonschicht (bewehrt und unbewehrt)

Die Ergebnisse bezüglich der Verbindungsschicht waren bei allen drei Varianten zufriedenstellend. Gegen die erste Variante entschied man sich aus den bereits angeführten Gründen. Die zweite Variante führte lediglich dann zu guten Ergebnissen, wenn der Frischbeton kurz nach dem Aufbringen des Klebers eingebracht wurde. Da dies auf der Baustelle nur schwer gewährleistet werden kann, entschied man sich für die dritte Variante. [1] [5]

Haftzugfestigkeit der Verbindungsschicht

Die Versuche zur Haftzugfestigkeit der Verbundfuge wurden an runden Probekörpern mit einem Durchmesser von 77 mm durchgeführt. Die Proben setzten sich aus einer Stahlscheibe mit aufgetragener Epoxidharzschicht und HPC-Deckschicht zusammen. Es wurden zwei verschiedene Gesteinsarten miteinander verglichen: Norwegischer Granit und Bauxit. Die Versuchskörper wurden mittels einer weggesteuerten Prüfung rein auf Zug belastet. Der norwegische Granit erreichte eine durchschnittliche Haftzugfestigkeit von 2,96 N/mm², der Bauxit 4,81 N/mm². [1]

Scherfestigkeit der Verbindungsschicht

Bei den Versuchen zu der Scherfestigkeit wurden wiederum die zwei verschiedenen Gesteinsarten des vorigen Abschnittes miteinander verglichen. Die Scherfestigkeit wurde mittels eines 3-Punkt-Biegeversuches ermittelt. Die HPC-Schicht der Probekörper betrug 50 mm. Die durchschnittliche Scherfestigkeit des norwegischen Granits lag bei 11,2 N/mm² und die des Bauxits bei 12,5 N/mm². [1]

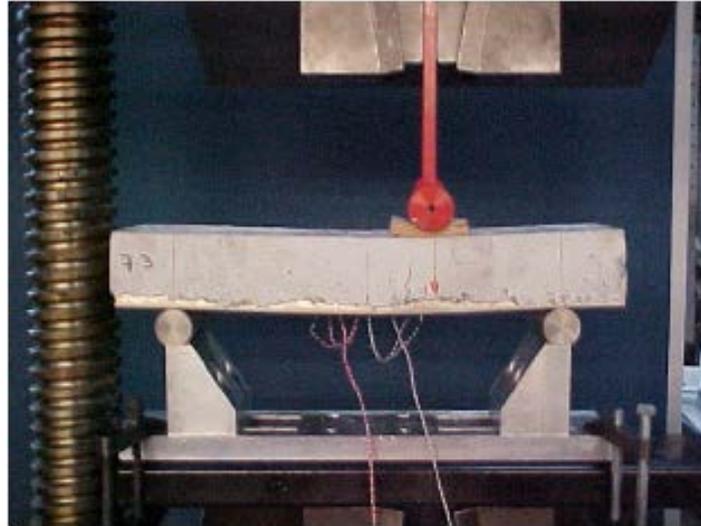


Abbildung 2.10: 3-Punkt-Biegeversuch zur Ermittlung der Scherfestigkeit [1]

Sanierungsablauf

Somit setzt sich die Sanierung einer orthotropen Platte von festen Brücken in den Niederlanden aus folgenden Schritten zusammen:

1. Entfernen der Gussasphaltschicht
2. Visuelle Untersuchung sowie Ultraschalluntersuchung des Stahldecks auf Ermüdungsrisse
3. Reparatur der entdeckten Risse und Schadstellen
4. Kugel- bzw. Sandstrahlen der Oberfläche, um eine optimale Haftung des Epoxidharzklebers zu erzielen
5. Aufbringen einer dünnen Zwei-Komponenten-Epoxidharzschicht und Einstreuen von kalziniertem Bauxit (oder Granit)
6. Entfernen des losen Granulats nach dem Aushärten des Klebers
7. Verlegen der Bewehrung
8. Einbringen des HPC oder UHPC
9. Verdichten, Glätten und Aushärten des Betons
10. Kugelstrahlen und Aufbringen einer Epoxidharzschicht um eine griffige (rutschfeste) Oberfläche zu erhalten

Ausgeführte Projekte und Erfahrungen

Als Pilotprojekt wurde die Caland-Brücke ausgewählt, welche im Mai 2003 saniert wurde. Aufgrund der guten Erfahrungen entschied man sich im Anschluss alle schwer belasteten,

festen Stahlbrücken mit diesem Ertüchtigungssystem zu versehen. Die nächsten Brücken waren die Moerdijk-Brücke und die Hagensteinbrücke.

Im Allgemeinen kann man sagen, dass der RHPC-Belag eine sehr gute Alternative zum konventionellen Asphalt ist. Die Beanspruchungen in den kritischen Details des Deckbleches werden um ca. 80% verringert und in der Längsschweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe um ca. 60%. Diese Werte gehen aus Messungen an der Caland-Brücke hervor. Die lebensdauerverlängernde Wirkung dieser Maßnahme ist somit bewiesen.

Negative Erfahrungen, welche bei den bisher ausgeführten Projekten gemacht wurden, waren die nicht immer genügende Griffigkeit der Betonoberfläche bei Nässe und die sehr empfindliche Verarbeitbarkeit. Des Weiteren kam man zu der Erkenntnis, dass die Betondicken sehr genau geplant werden müssen, um Formabweichungen des Stahlbleches kompensieren zu können. Um die Fahrsicherheit und den Fahrkomfort gewährleisten zu können, muss die Ebenheit der Oberfläche sehr genau eingehalten werden. Dem Problem der Griffigkeit begegnet man mittlerweile mit einer dünnen Epoxidharzschicht auf dem HPC-Belag. [8] [12]

2.3.2 Entwicklung in Dänemark

Auch in Dänemark wurde zum Thema Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten mittels einer auf Zement basierenden Deckschicht Forschung betrieben. Hierfür wurden Tests an Kleinproben durchgeführt, um die Verbundeigenschaften der Grenzschicht zwischen Stahl und Beton zu untersuchen. Anschließend wurde eine FEM-Analyse der Farø-Brücke durchgeführt.

Da bei Verbundstrukturen meistens die Grenzschicht zwischen den beiden Materialien die schwächste Stelle darstellt, wurde auch in Dänemark sehr viel Aufmerksamkeit auf diese Stelle gelenkt. Experimentelle Erfahrungen zeigen, dass das Versagen der Stahl-Beton-Verbundfuge normalerweise in einem gewissen Abstand von der physikalischen Grenze stattfindet. Aus physikalischer Sicht besitzt die Grenzfläche eine finite Dicke, welche die Eindringtiefe des Zementleims in die raue Stahloberfläche umfasst. In [13] wird das Versagen der Verbundfuge durch einen Bruch nahe oder in der Übergangszone definiert. Dabei ist diese Übergangszone durch die Präsenz von Zementleim und das Fehlen von Zuschlagskörnern charakterisiert. Als Versuchsaufbau wurde ein modifizierter Keilspaltversuch gewählt, bei welchem die eine Hälfte des Probekörpers durch Stahl ersetzt wurde (siehe Abbildung 2.11).

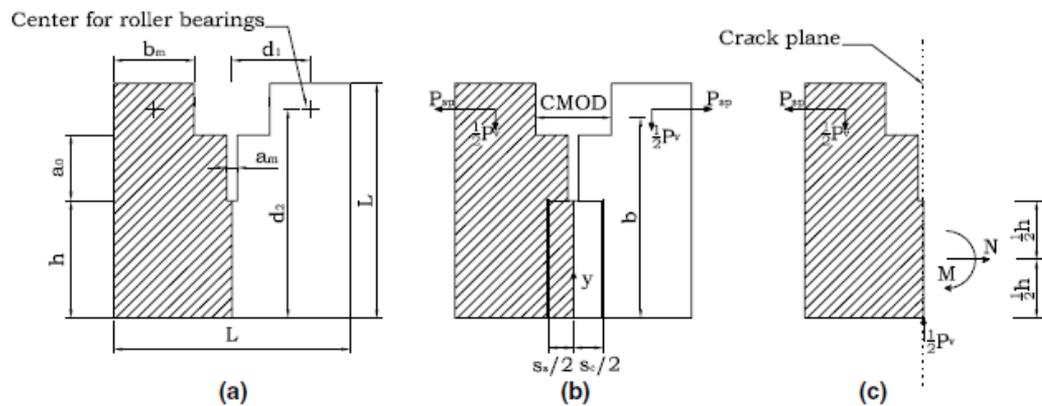


Abbildung 2.11: Versuchskörper des Keilspaltversuches [13]

Die Probekörper sind durch eine Auskehlung und eine Startkerbe charakterisiert. Für eine genauere Beschreibung des Versuchsaufbaus siehe [13]. Neben den Proben aus Stahl und Beton wurden auch solche rein aus Beton geprüft, um die Ergebnisse der Brucheigenschaften vergleichen zu können.

Der verwendete Beton setzte sich aus Zement, grobkörnigen (Größtkorn 16mm) und feinkörnigen Zuschlag, Wasser sowie Zusatzmittel, wie Flugasche, Silikastaub und Fließmittel zusammen. Die genaue Zusammensetzung findet sich in Tabelle 2.1.

Bestandteil	Menge [kg/m ³]
Portlandzement (CEM I 52,5)	245
Flugasche	94,5
Silikastaub	10,5
Wasser	142,9
Luftporenbildner	0,4
Fließmittel	4,2
Sand, 00-04 mm	752,6
Zuschläge, 04-08 mm	450,6
Zuschläge, 08-16 mm	594,0

Tabelle 2.1: Verwendete Betonrezeptur Keilspaltversuche [13]

Um eine gute Verbundfestigkeit zu erreichen, wurden die selbstverdichtenden Eigenschaften des Betons optimiert. Damit wurde die Zuführung von mechanischer Verdichtungsenergie (Vibration) überflüssig und eine etwaige Entmischung vermieden. Um Fehlstellen zu vermeiden, sowie eine höhere Verbundfestigkeit zu erhalten, wurde die Stahloberfläche vor dem Betoniervorgang sandgestrahlt. Das durchgeführte Testprogramm umfasst zwölf Probekörper, wobei jeweils 6 davon reine Beton- bzw. Stahl-Beton-Proben darstellen. Die Versuchskörper wurden in zwei Chargen zu jeweils drei Proben erzeugt.

Wie erwartet, kam es bei den Probekörpern aus Stahl und Beton zum Bruch nahe der physikalischen Grenze zwischen den Materialien. Dieses Verhalten zeigte, dass die eigentliche

Grenzfuge stärker belastbar war, als der Zementleim selbst, da an allen Proben noch Zementleim am Stahlblock anhaftete.

Im Allgemeinen ging aus den Versuchen hervor, dass die Verbundprüfkörper eine geringere Bruchenergie aufnehmen konnten als die Betonprüfkörper. Während der Unterschied bei der ersten Versuchsreihe mit im Durchschnitt 0,1 MPa noch relativ gering ausfiel, war er bei der zweiten Charge mit 1,5 MPa im Vergleich viel größer. Auch der Unterschied zwischen den typengleichen Proben der beiden Versuchsreihen war nicht gering (siehe Tabelle 2.2).

	Stahl-Beton-Probekörper	Betonprobekörper
Versuchsreihe	f_t [MPa]	f_t [MPa]
1	3,1	3,0
1	2,9	3,1
1	-	-
Durchschnitt 1	3,0	3,1
2	2,3	3,6
2	1,8	3,4
2	2,1	3,6
Durchschnitt 2	2,1	3,6

Tabelle 2.2: Versuchsergebnisse Keilspaltversuche [13]

Dies führte der Autor W. Rasmus auf veränderte Eigenschaften der Betonrezeptur zurück, was aber letztendlich nicht bewiesen werden konnte. Die geringe Grenzschnittfestigkeit der 2. Versuchsreihe wurde durch Schwinden an den Probekörperkanten erklärt. Dies wurde bei der visuellen Untersuchung der Probekörper nach dem Versuch auch bestätigt, da sie sichtliche Zeichen dafür aufwiesen. Die allgemein geringere Bruchenergie der Verbundkörper erklärt sich dadurch, dass der Bruch durch den reinen Zementleim, welcher sich an der Grenzfläche sammelt, auftrat, während der Bruch bei den Betonversuchskörpern sowohl durch den Zementleim als auch durch die Zuschläge verläuft.

Die Erkenntnisse dieser Versuche bildeten schließlich die Grundlage für die FE-Analyse eines orthotropen Stahldecks. Dabei wurden keine mechanischen Verbindungsmittel und auch keine Zwischenschicht wie in den Niederlanden vorgesehen. Durch die Ergebnisse der Kleinversuche ging man davon aus, dass ein Sandstrahlen des Fahrbahndecks ausreicht, um eine gute Verbundfestigkeit sicherzustellen. Die Kleinversuche lieferten auch die notwendigen Kenntnisse über die Eigenschaften der Grenzschicht. Im Modell wurde der traditionelle Deckschichtaufbau, bestehend aus einer 30 mm dicken Verschleißschicht und einer darunterliegenden 25 mm dicken Zwischenschicht dahingehend verändert, dass man die Zwischenschicht durch eine 50 mm dicke Aufbetonschicht ersetzte (siehe Abbildung 2.12). Bezogen auf den gesamten Fahrbahnquerschnitt der Farø-Brücke, welche der Analyse zugrunde lag, führte dies zu einer Erhöhung des Eigengewichts von rund 6,5%.

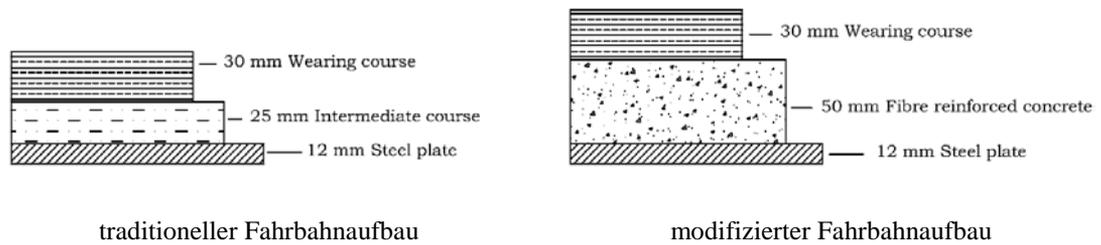


Abbildung 2.12: Fahrbahnaufbau [2]

In den Berechnungen wurde bewiesen, dass durch diese Maßnahmen eine signifikante Reduktion der auftretenden Spannungen in den ermüdungsgefährdeten Bereichen erfolgt und ein Ablösen der aufgetragenen Schicht vom Stahldeckblech nicht auftreten würde.

Praktisch umgesetzt wurde das Projekt nicht, da es an der Farø-Brücke noch zu keinen Ermüdungsschäden gekommen war. Sie diente lediglich als theoretische Grundlage für die durchgeführte Analyse. [2] [13]

2.3.3 Entwicklung in Frankreich

In Frankreich befasste sich das Forschungsprojekt „Orthoplus“ mit der Entwicklung von orthotropen Platten mit einer geeigneten Deckschicht für eine verlängerte Lebensdauer. Ein Teil des Projektes war es, eine Methode zu entwickeln, welche eine realistische Berechnung der Lebensdauer orthotroper Platten unter Berücksichtigung ihres Fahrbelags ermöglicht. Mit den Ergebnissen dieser Entwicklung war es anschließend möglich die existierenden Asphaltbeläge zu optimieren, sowie eine neue innovative Lösung mit UHPFRC zu entwickeln. Dabei wurden verschiedene Parameter wie die Dicke des Deckblechs, Materialeigenschaften, die Verbundfuge zwischen Stahldeck und Beton selbst sowie ihr Einfluss auf die Spannungsreduktion der Deckplatte untersucht. Die Ergebnisse der Untersuchungen wurden schließlich mit einer 3D-FE-Berechnung verglichen.

Die Großversuche wurden an orthotropen Platten mit einer Länge von 4,0 m und einer Breite von 2,4 m durchgeführt. Die Deckblechstärke variierte zwischen 10, 12 und 14 mm, die Längssteifen mit einer Breite von 300 mm waren im Abstand von 300 mm angeordnet und der Querträgerabstand betrug 3,5 m (siehe Abbildung 2.13).



Abbildung 2.13: Versuchskörper 4,0 m x 2,4 m [3]

Die Stärke der UHPFRC-Schicht betrug 35 mm. Als Verbindungsmittel wurden Nelson Kopfbolzendübel ($d=13$ mm, $d_k=20$ mm, $h=25$ mm) eingesetzt. Die Kapazität der Verbundfuge wurde vorab in Kleinversuchen quantifiziert. Es wurden quasi-statische „Push-Out-Versuche“ und „Pull-Out-Versuche“ durchgeführt. Neben den Nelsondübeln wurden noch weitere Verbindungsmöglichkeiten getestet. Aufgrund des elasto-plastischen Verhaltens und der relativ duktilen Verformung von 3 mm bei 600 kN Belastung entschied man sich jedoch die Kopfbolzendübel für die Großversuche zu verwenden. Die Ergebnisse der Versuche wurden mit den FE-Berechnungen eines äquivalenten 3D-FEM-Modells verglichen. Kritisch bei der Erstellung des Modells war es, die Eigenschaften der Verbundfuge realitätsnahe zu modellieren. Nachdem man mehrere Möglichkeiten (vollen Verbund, teilweisen Verbund, keinen Verbund) „durchgespielt“ hatte wurde ersichtlich, dass dies auf die auftretenden Spannungen von großem Einfluss ist (siehe Abbildung 2.14).

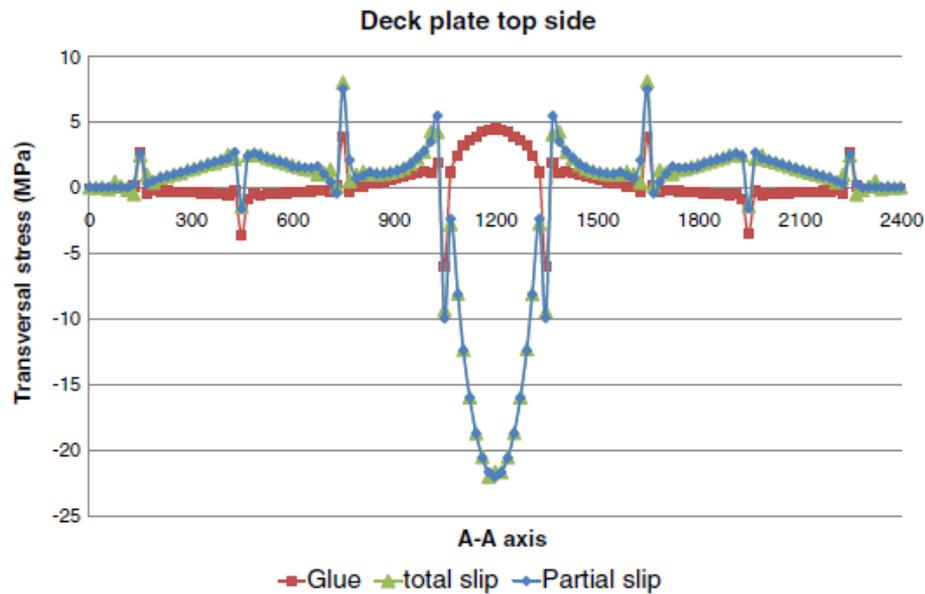


Abbildung 2.14: Spannungen bei verschiedenen Verbundeigenschaften [3]

Bei Annahme von teilweise Verbund mit einem Reibungsbeiwert von $\mu=0,5$ gelang es eine gute Übereinstimmung der FE-Berechnung und der Versuche zu erhalten, wie aus Abbildung 2.15 hervorgeht. Des Weiteren ist aus dieser Abbildung auch der Unterschied zwischen einer Platte mit UHPFRC-Aufbeton und einer Platte ohne Deckschicht ersichtlich. Der Versuchskörper A (specimen A) besteht lediglich aus einer 14 mm dicken Deckplatte sowie den Längssteifen und den Querträgern, während der Versuchskörper B (specimen B) ein 12 mm dickes Deckblech mit einer 35 mm starken Aufbetonschicht aufweist. Der Unterschied der Biegeverformungen der beiden Versuchskörper liegt bei annähernd 50 %. [3]

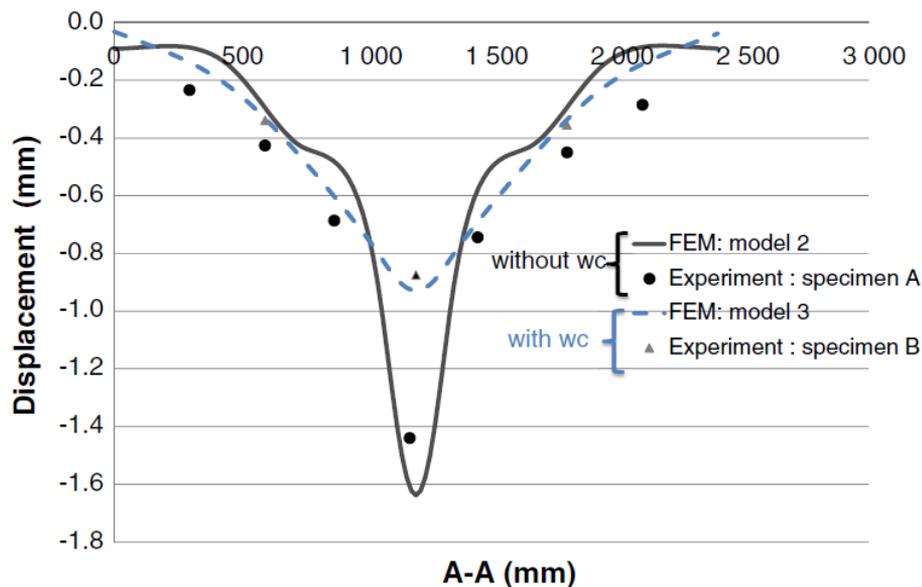


Abbildung 2.15: Biegeverformungen der Deckplatte über die Breite AA [3]

2.3.4 Entwicklung in China

Auch in China wurde man in den letzten Jahren auf die Ermüdungsschäden an orthotropen Fahrbahnplatten aufmerksam. Wie auch in anderen Ländern wurde erkannt, dass eine wirk-same Sanierungsmethode, welche zugleich die Lebensdauer merklich verlängert, über die Erhöhung der Plattensteifigkeit führt.

In der Volksrepublik ging die Entwicklung ebenfalls in die Richtung einer Verbundkonstruktion bestehend aus dem Stahldeck und einer Deckschicht auf Zementbasis. Man versprach sich davon eine erhebliche Reduktion der Spannungen in der Deckplatte und den Verbindungsschweißnähten. Als Material für die Deckschicht wurde der in Frankreich Anfang der 90er Jahre entwickelte RPC ausgewählt. Dabei handelt es sich um einen Beton mit hohen charakteristischen Druckfestigkeit und einer ausgeprägten Duktilität.

Um die Durchführbarkeit und Sinnhaftigkeit dieser Ertüchtigungsmethode zu verifizieren wurde eine Analyse anhand der HuMen-Brücke in China durchgeführt. Dabei wurde der konventionelle Aufbau mit dem neuen Verbundaufbau verglichen. Bei der HuMen-Brücke handelt es sich um eine Hängebrücke mit einer Spannweite von 888 m und einer Breite von 35,6 m. Das Haupttragsystem ist ein hexagonaler Kastenträger mit einem vollverschweißten orthotropen Fahrbahndeck. Die Platte des Decks ist 12 mm dick und wird von trapezförmigen Längssteifen unterstützt. Die Längsrippen sind 320 mm breit, 260 mm hoch und in einem Abstand von 620 mm angeordnet. Die ausgeführte Deckschicht besteht aus 70 mm Asphalt. Der neue Aufbau setzt sich aus einer 45 mm starken RPC-Schicht und einer 20 mm dicken Apshaltschicht zusammen (siehe Abbildung 2.16).

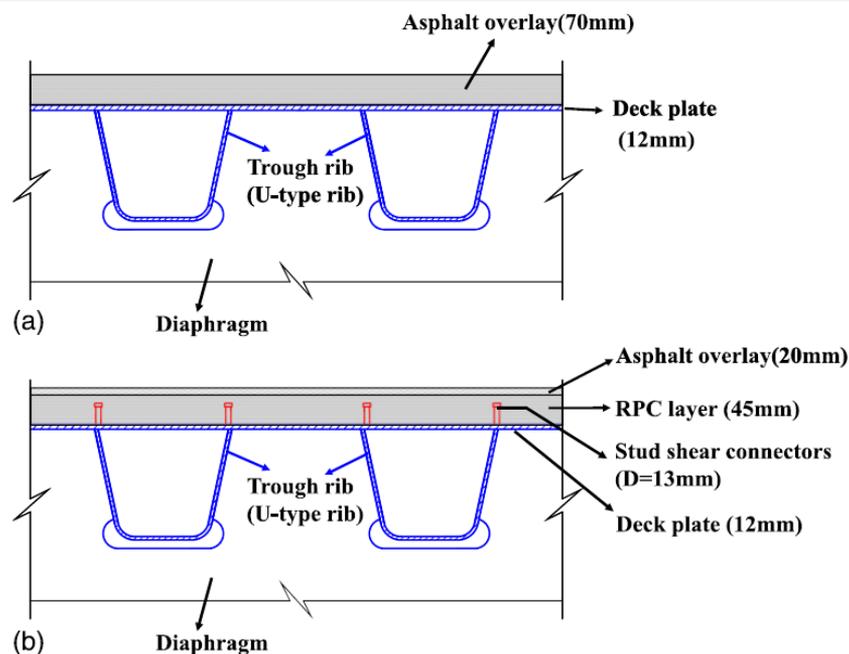


Abbildung 2.16: Konventioneller (a) und neuer (b) Fahrbahnaufbau [14]

Bei der Analyse des ursprünglichen Aufbaus wird ein Zusammenwirken der Deckschicht mit der Fahrbahnplatte vernachlässigt. Im Gegensatz dazu muss eine Verbundwirkung beim neuen System zwischen Stahl und Beton berücksichtigt und gewährleistet werden, während sie zwischen Beton und Asphalt wiederum vernachlässigt wird. Um das Zusammenwirken sicher zu stellen, wurden auf die Stahlplatte aufgeschweißte Kopfbolzendübel vorgesehen.

Natürlich wurden auch in China verschiedene Versuche durchgeführt. Zum einen gab es Kleinversuche, um die Verbundfuge zu untersuchen, und zum anderen wurden zwei Großversuche (konventioneller Aufbau bzw. Verbundaufbau) durchgeführt.

Um die Verbundfuge zu untersuchen, entschied man sich für den im Verbundbau üblichen Push-Out-Versuch. Dafür wurden auf die Gurte eines H-förmigen Stahlträgers jeweils vier Kopfbolzendübel aufgeschweißt und anschließend an beiden Seiten eine 45 mm dicke, mit Fasern und Bewehrungsmatten bewehrte RPC-Schicht aufgebracht. In Abbildung 2.17 ist die Schalung des Versuchskörpers mit bereits eingelegter Bewehrungsmatte und auf den H-Träger aufgeschweißten Kopfbolzendübel abgebildet.



Abbildung 2.17: Versuchskörper vor dem Betonieren [14]

Begleitend wurden die Biege- und Druckfestigkeit sowie der E-Modul des Betons bestimmt. Mit diesen Parametern konnte eine theoretische Tragfähigkeit eines Dübels errechnet werden, welche sich zu $Q_n = 45,77$ kN ergab. Die beiden Probekörper versagten bei einer Prüflast von 540 kN bzw. 528 kN. Dies entspricht einer durchschnittlichen Dübeltragfähigkeit von 66,75 kN und somit dem 1,46-fachen des rechnerischen Wertes.

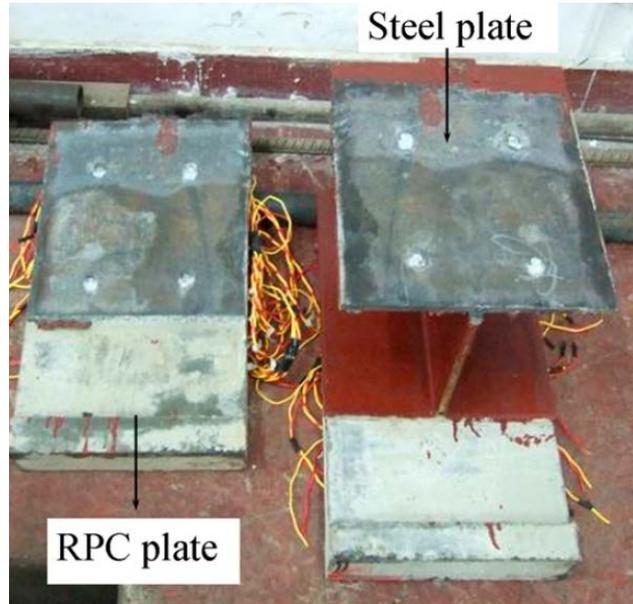


Abbildung 2.18: Versuchskörper nach der Prüfung [14]

Abbildung 2.18 zeigt einen Versuchskörper nach der Prüfung. Das Versagen trat durch das Abscheren der Dübel auf, wobei es zu keinerlei Rissen in der RPC-Oberfläche und keiner Beschädigung des Betons rund um die Dübel kam.

Aus der FE-Berechnung der HuMen-Brücke ging eine maximale Schubspannung von 583 kN/m^2 in der Verbundfuge hervor, woraus sich eine erforderliche Dübelanzahl von 13 Dübeln pro Quadratmeter errechnen lässt.

Im Anschluss wurden die Großversuche an 10,4 m langen Modellen durchgeführt. Abbildung 2.19 und Abbildung 2.20 zeigen den Prüfkörper in der Prüfmaschine sowie seinen Aufbau.



Abbildung 2.19: Versuchskörper des Großversuches [14]

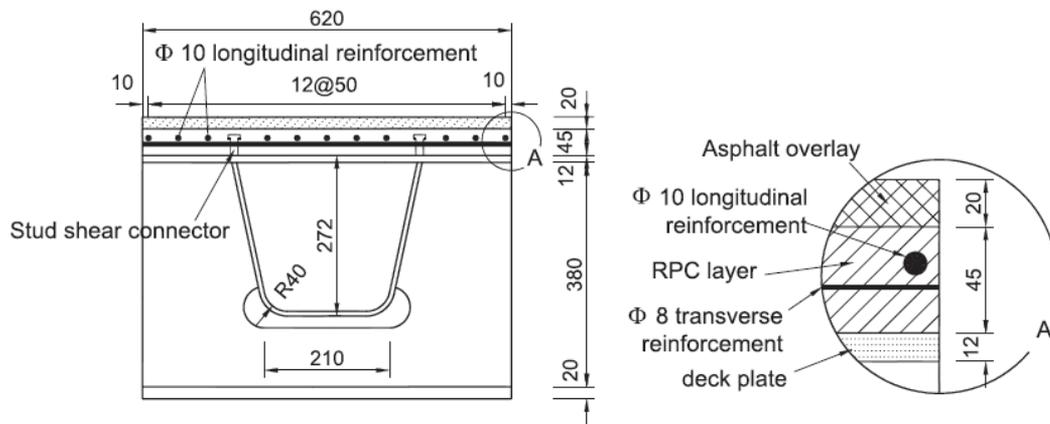


Abbildung 2.20: Aufbau des Versuchskörpers [14]

Die gewonnenen Ergebnisse der Großversuche waren durchaus positiv. So wurden keine Schwindrisse an der Betonoberfläche festgestellt und die kurzen Schubdübel ($h = 35 \text{ mm}$) konnten in der dünnen RPC-Schicht verankert werden und sorgten für eine zuverlässige Verbundwirkung. Des Weiteren wurde bewiesen, dass die Druckfestigkeit und der Risswiderstand des Betons ausreichend groß sind, um eine dauerhafte Deckschicht zu bilden. Aus den FE-Berechnungen wurde eine maximale Längszugspannung von 10,08 MPa an der Hünenbrücke berechnet. Das Modell konnte ungefähr das 4,2-fache dieser Spannung, nämlich 42,7 MPa aufnehmen. Auch die maximal errechnete Druckspannung von 19,29 MPa ist für den Beton mit einer charakteristischen Druckfestigkeit von 135,9 MPa keine Herausforderung. Zwischen den Messergebnissen der Versuche und den Berechnungen konnten zufriedenstellende Übereinstimmungen erreicht werden. Die auftretenden Spannungen in der Stahlplatte werden mit dem erarbeiteten System aus Stahldeckblech, RPC und Asphalt nachweislich stark gesenkt und das Eigengewicht der Konstruktion bleibt nahezu gleich groß wie bei der konventionellen Ausführung. [14]

2.3.5 Entwicklung in Japan

Bereits in den 1980er Jahren wurden in Japan Stahlbrücken mit einer SFRC-Deckschicht errichtet. Damals war der Gedanke dahinter jedoch nicht Ermüdungsschäden vorzubeugen oder diese zu sanieren. Die Betondeckschicht wurde zur Stabilisierung des Oberbaus bei Rampen mit großen Längsneigungen vorgesehen. Die Verbundwirkung des SFRC mit der Stahlplatte wurde durch Kopfbolzendübel sichergestellt.

Die erste Brücke bei der eine Betondeckschicht zur planmäßigen Vorbeugung gegen Ermüdungsschäden eingesetzt wurde war die Yokohama Bay Brücke (unteres Fahrbahndeck 2004). Für den SFRC wurde ein schnell erhärtender Zement verwendet und die Schichtdicke betrug 75 mm. Die Verbundfuge wurde mit einem Adhäsiv ausgeführt. Dübel kamen nur an

den Rändern der Fahrbahn zum Einsatz. Nach der Beendigung der Betonierarbeiten wurden Risse an der Oberfläche sichtbar (siehe Abbildung 2.21).



Abbildung 2.21: Risse in der Fahrbahnoberfläche der YBB [15]

Die meisten Risse verlaufen in Brückenlängsrichtung bei einer maximalen Breite von 0,3 mm. Die Risse wurden anschließend mit Acryl verfüllt und dank des darüber liegenden Fahrbahndecks kam es zu keinerlei Schäden durch eindringendes Regenwasser. Natürlich führten diese Schäden zu Bedenken hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von SFRC-Deckschichten.

An der Ohashi Brücke kam das System zum ersten Mal bei einer Brücke mit Ermüdungsschäden zum Einsatz. Da die Brücke für den Verkehr nicht geschlossen werden konnte, wurde der Austausch des Asphalts mit dem SFRC über Nacht durchgeführt. Damit die Betonschicht am nächsten Morgen bereits befahren werden konnte wurde auch hier ein schnell erhärtender Zement für die Betonrezeptur verwendet. Die Verbundfuge wurde ident zu der der Yokohama Bay Brücke (YBB) ausgeführt (siehe Abbildung 2.22).

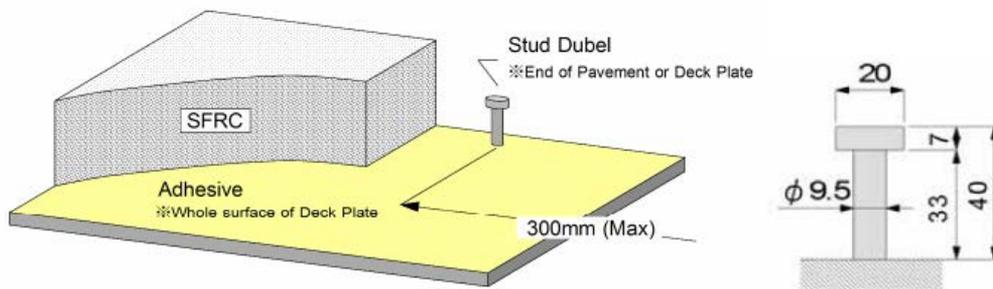


Abbildung 2.22: Fahrbahnaufbau YBB [15]

Der Unterschied zu YBB war, dass man in der Mitte der Betonschicht eine CFRP-Matte als Bewehrung einlegte. Die Karbonbewehrung hatte die Aufgabe die Rissbreiten zu beschränken und die Stabilität des Verbundes sicherzustellen.

Um einen Überblick über die erzielten Spannungsreduktionen zu erhalten, wurden am Ohira Viadukt Messungen vor und nach dem Austausch der Deckschicht durchgeführt. Die Fahrbahn setzt sich aus einer 12 mm dicken Stahlplatte und u-förmigen Längsrippen ($b = 320$ mm; $h = 200$ mm, $t = 6$ mm;) zusammen. Die Brücke wies nach 20 Jahren Betrieb erhebliche Ermüdungsschäden in den Schweißnähten zwischen Rippen und Deckplatte auf und war somit für ein Sanierungsprojekt ideal. Die zur Ertüchtigung vorgesehene SFRC-Platte wurde über die Breite in zwei Teilen hergestellt und Kopfbolzendübel wurden entlang der Ränder der Betonierabschnitte angeordnet um ein Aufschüsseln des Betons zu verhindern. Die Verbundwirkung an sich wurde durch eine Epoxidharzschicht zwischen Beton und Stahl erzielt. Das Harz wurde auch zur Verbindung der parallel zur Brückenachse verlaufenden Arbeitsfuge verwendet. Eine Bewehrung (neben der Faserbewehrung) der Betonschicht wurde lediglich über den Hauptträgern in Form von 1 m breiten CRFP-Matten vorgesehen, um die negativen Biegemomente aufzunehmen (Abbildung 2.23).



Abbildung 2.23: Arbeiten am Ohira Viadukt [16]

Die Schichtdicke des SFRC-Belags wurde mit 75 mm in der gleichen Stärke wie die der ursprüngliche Asphaltenschicht gewählt. Um ein späteres Bearbeiten der Betonoberfläche zu ermöglichen (Fräsen, Sandstrahlen, usw.), wurde die Karbonmatte mit einer Betondeckung von 30 mm eingelegt. Anders als zum Beispiel in den Niederlanden wurde hier direkt auf die

frisch aufgebrauchte Epoxidschicht betoniert. Dies setzt natürlich voraus, dass das Einbringen des Betons mit dem Aufbringen des Klebers abgestimmt werden muss. Beim Ohira Viadukt wurde 30 Minuten nach Aufbringen des Epoxidharzes der Frischbeton eingebracht. Die Nachbehandlung des Betons setzte sich aus einem Tag Abdecken mit Plastikplanen und vier Tagen Besprühen mit Wasser zusammen.

Die Vergleiche der Messungen vor und nach dem Austausch der Deckschicht zeigten, dass an den Schweißnähten zwischen Deckblech und U-Rippen eine Reduktion der Spannungen auf 1/10 der ursprünglichen erzielt wurde. Auch bei den Schweißnähten zwischen den Querträgern und den U-Rippen reduzierten sich die Spannungen auf weniger als die Hälfte. Diese Ergebnisse bewiesen eindeutig den positiven Einfluss der Methode auf die auftretenden Spannungen in der orthotropen Platte. Da die Messungen direkt nach der Aushärtung des Betons durchgeführt wurden, bilden sie das Maximum der Spannungsreduktion (noch kein Kriechen des Betons) ab. Bezüglich der Dauerhaftigkeit der Deckschicht wurden auch nach 4 Monaten des Betriebs keinerlei Oberflächenrisse entdeckt. [15] [16]

3 Adhäsion zwischen Stahl und UHPC

3.1 Theoretische Grundlagen

Die Haftung von Klebstoff bzw. Kleber ist auf Bindungskräfte, so genannte Adhäsions- oder Haftkräfte, zurückzuführen. Diese Kräfte beruhen auf den verschiedenen Arten der chemischen Bindungen (Valenzbindungen) und auf zwischenmolekularen Kräften (intermolekulare Wechselwirkungen, Nebervalenzbindungen).

Haftkräfte spielen insbesondere für kleine Teilchen ($\sigma < 100 \mu\text{m}$) eine wichtige Rolle, da die Oberflächenkräfte zwischen den Teilchen gegenüber den Volumenkräften nicht mehr vernachlässigbar sind. Es bilden sich Agglomerate⁵. Die größten Haftkräfte werden dabei von „Adhäsionsbindungen und Festkörperbrücken“ erreicht. Dazu zählen auch erhärtende Bindemittel wie Kalk- und Zementmörtel. Daher lässt sich der Verbund von erhärtendem UHPC mit Stahl als Festkörperbrücke (erhärtendes Bindemittel) einordnen. In diesem Fall treten Adhäsionskräfte in Form von intermolekularen Wechselwirkungen auf.

Intermolekulare Wechselwirkungen werden zusammen mit echten chemischen Bindungen zu der spezifischen Adhäsion gezählt, welche von der mechanischen unterschieden wird. Während die Voraussetzungen für ein Zustandekommen von echten chemischen Bindungen zwischen Stahl und UHPC unter normalen Bedingungen nicht gegeben sind, treten intermolekulare Wechselwirkungen in Form der Van-der-Waals-Anziehung immer auf. Ein enger Kontakt der Grenzflächen beider Materialien ist dabei für die Wirkung dieser Kräfte von entscheidender Bedeutung. Unter mechanischer Adhäsion versteht man hingegen einen Verbundzusammenhalt durch die geometrische Struktur, sowie durch formschlüssiger und reibschlüssiger Verzahnung. Abbildung 3.1 zeigt schematisch beide Arten der Adhäsion.

⁵ Agglomerat (lat.: agglomerare – zusammenballen, anhäufen) bezeichnet in der Technik eine Zusammenballung einzelner Körner.

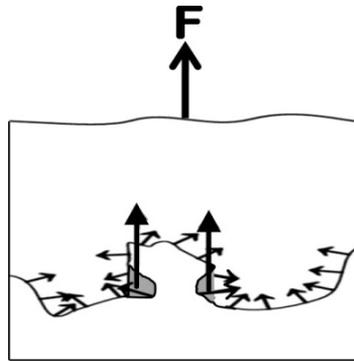


Abbildung 3.1: Wirkung der spezifischen (kurze Pfeile) und der mechanischen (lange Pfeile) Adhäsion unter Zugbelastung [10]

Flüssigkeiten bzw. fließfähige Stoffe (zu denen UHPC zählt) werden durch einen Benetzungsprozess mit ihrem Adhäsionspartner in Kontakt gebracht. Der angesprochene enge Kontakt der Grenzflächen der beiden Materialien ist daher maßgeblich von diesem Prozess abhängig. Eine gute Benetzung alleine ist jedoch für die Bildung von Adhäsionskräften nicht ausreichend.

Die Benetzung ist vor allem von den Benetzungseigenschaften des Adhäsivs⁶ und der Benetzbarkeit, also den Oberflächeneigenschaften des Adhärens⁷ abhängig. Kenngrößen für diese Eigenschaften sind zum einen die Oberflächenspannung der Flüssigkeit und zum anderen die Oberflächenenergie des Feststoffes. Beide Größen geben die Energie bzw. Kraft an, die aufgewendet werden muss, um eine zusätzliche Oberfläche zu bilden. Die Benetzungseigenschaften eines Flüssigkeits-Feststoff Systems werden meistens mit Hilfe der Kontaktwinkelmessung an einem liegenden Tropfen bestimmt (siehe Abbildung 3.2).

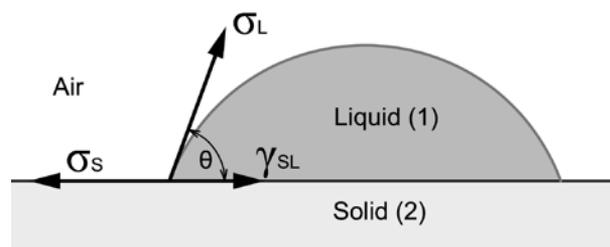


Abbildung 3.2: Bezeichnungen der Kontaktwinkelmessung am liegenden Tropfen [10]

Die Young'sche Gleichung gibt den Zusammenhang zwischen Kontaktwinkel θ , der Oberflächenenergie σ_S , der Oberflächenspannung σ_L und der Grenzflächenenergie γ_{SL} an:

$$\sigma_S = \gamma_{SL} + \sigma_L \cdot \cos \theta$$

⁶ Als Adhäsiv wird der flüssige Stoff beim Haftvorgang zwischen flüssigen und festen Phasen verstanden.

⁷ Als Adhärens wird der feste Stoff beim Haftvorgang zwischen flüssigen und festen Phasen verstanden.

Ein kleiner Kontaktwinkel bzw. Randwinkel steht dabei für eine gute Benetzung und ein großer für eine schlechte. Bei einem theoretischen Kontaktwinkel von 0° spricht man von vollständiger Benetzung und bei einem Winkel kleiner als 90° von teilweiser Benetzung. Bildet sich ein Kontaktwinkel von größer 90° ist die Benetzbarkeit sehr gering.

Handelt es sich beim flüssigen Adhäsionspartner um eine viskose Flüssigkeit bzw. Suspension, wird der Benetzungsprozess auch durch rheologische Eigenschaften wie Fließgrenze und Viskosität beeinflusst. Im Allgemeinen wirkt sich eine hohe Viskosität nachteilig auf die Benetzung aus. Zum Beispiel dringen hochviskose Stoffe nicht in feine Vertiefungen einer rauhen Oberfläche ein und benetzen diese somit nicht vollständig. Des Weiteren spielen auch die Korngröße der Bestandteile sowie Temperatur und äußere Krafteinwirkung eine Rolle. Beim Verdichten des Betons zum Beispiel werden äußere Kräfte wirksam, welche die Benetzung positiv beeinflussen. Man spricht hier von erzwungener Benetzung im Gegensatz zur spontanen.

Einflüsse von Seiten des Adhärens rühren von der Form und vom Fließwiderstand, welcher von der Rauheit der Oberfläche abhängt. Neben der Vergrößerung der Oberfläche entsteht durch das Aufrauen der Oberfläche auch die Möglichkeit mechanische Verbindungen (Verklammerungen in hinterschnittenen Bereichen) auszubilden. Somit beeinflusst die Oberflächenrauheit neben den Benetzungseigenschaften des Adhäsivs die Kontaktausbildung der Verbundpartner maßgeblich. Faktoren wie die wahre Oberfläche, die wirksame Kontaktfläche (siehe Abbildung 3.3) und weitere Formfaktoren spielen dabei eine maßgebende Rolle.

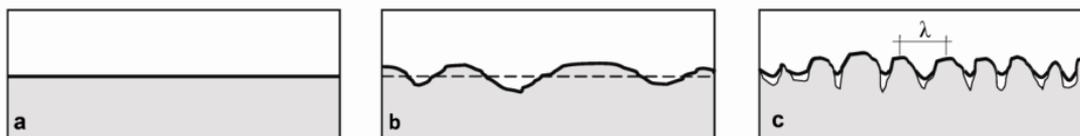


Abbildung 3.3: a) geometrische Oberfläche A_g (Bezugsfläche), b) wahre Oberfläche A_w , c) benetzte Oberfläche oder Kontaktfläche A_{benetzt} [10]

Ein weiteres Thema, welches großen Einfluss auf die Haftfestigkeit von UHPC hat, ist das Schwinden. Unter Schwinden versteht man die Volumenänderung des Baustoffes Beton, welche ohne das Einwirken von äußeren Lasten bzw. Kräften stattfindet. Die Ursache für das Schwinden des Betons ist die Veränderung des Wasserhaushaltes. Dies kann physikalischer Natur (Adsorption oder Desorption von Wasser)⁸ oder chemischer Natur sein. Während physikalisches Quellen und Schwinden reversibel ist, ist das chemische Schwinden irreversibel. Die dabei auftretenden Verformungen sind zeitlich veränderlich und streben bei kon-

⁸ Bei der Adsorption von Wasser spricht man jedoch nicht von Schwinden des Werkstoffes, sondern von Quellen.

stanten Umgebungsbedingungen einem Endschwindmaß zu. Es werden vier Arten des Schwindens unterschieden:

- 1) Schwinden durch Kapillarkräfte kann zu Rissen im Frischbeton in den ersten Stunden führen.
- 2) Chemisches (autogenes) Schwinden bezeichnet das Schwinden des erhärtenden Betons in Verbindung mit dem „chemischen Schrumpfen“ bei der Hydratation.
- 3) Schwinden durch Austrocknung (Trocknungsschwinden) findet am Festbeton statt und hängt stark von den Umgebungsbedingungen und dem Verhältnis von austrocknender Oberfläche zu Gesamtvolumen ab.
- 4) Schwinden durch Karbonatisierung des Festbetons.

Im Unterschied zum Normalbeton hat das autogene Schwinden bei (U)HPC gegenüber dem Trocknungsschwinden eine erhöhte Bedeutung. Zum einen nimmt das autogene Schwinden durch den größeren Zement- und Mikrosilikagehalt sowie den geringeren W/B-Wert zu und zum anderen wird angenommen, dass bei hochfesten bzw. ultrahochfesten Beton eine geeignete Nachbehandlung des Betons in den ersten Stunden erfolgt. Die Karbonatisierung verläuft bei UHPC hingegen äußerst langsam, wodurch sie nur eine untergeordnete Rolle spielt. Durch die Behinderung der Schwindverformungen entstehen im Werkstoff Zwangsspannungen, welche alleine oder durch die Überlagerung mit lastinduzierten Spannungen zu Rissen im Beton führen können, wenn sie dessen Zugfestigkeit übersteigen (siehe Abbildung 3.4). Diese Risse wiederum können die Verbundfestigkeit zwischen den Haftpartnern negativ beeinflussen. [10]

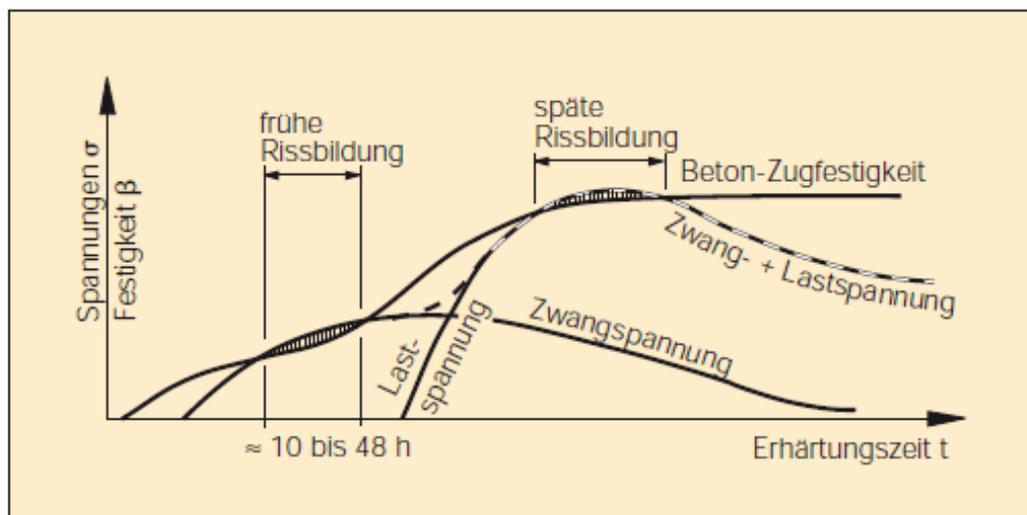


Abbildung 3.4: Entwicklung der Betonzugfestigkeit sowie Entstehen von Zwangs- und Lastspannungen in Bauteilen aus jungem Beton [10]

3.2 Experimentelle Untersuchung „AdBond-UHPC“

Im Rahmen des Forschungsprojektes „AdBond-UHPC“ führte Joachim Juhart in [10] umfangreiche Untersuchungen zur Haftverbundfestigkeit von hochfestem bzw. ultrahochfestem Beton und Glas bzw. Stahl durch. Im Folgenden werden Teile dieser Forschungsarbeit kurz zusammengefasst, da die vorliegende Arbeit unter anderem auf diesen Erkenntnissen aufbaut. Zunächst wird auf die Materialparameter eingegangen, anschließend werden das durchgeführte Versuchsprogramm sowie dessen Ergebnisse vorgestellt und abschließend werden die maßgebenden Einflussfaktoren auf die Adhäsion zwischen Stahl und UHPC aufgezeigt.

3.2.1 Materialparameter

UHPC als Adhäsiv

Um die Adhäsion zu Stahl studieren zu können, wurden feinkörnige Betone eingesetzt, deren Festigkeit in die Klassen von hochfestem und ultrahochfestem Beton fallen. Auf die Zugabe von Fasern wurde verzichtet, um mögliche zusätzliche Einflussgrößen vorerst zu vermeiden. Auch auf eine Wärmebehandlung, welche die Festigkeitskennwerte des Betons merklich erhöht hätte, wurde aus diesem Grund verzichtet. Eine der beiden eingesetzten Mischungszusammensetzungen wurde im Zuge der Arbeit eigens entwickelt, während die zweite ein kommerziell erhältlicher Premix war. Der selbst entwickelte Beton wird im Folgenden mit EM und der kommerziell erhältliche mit DM abgekürzt. Das Größtkorn der beiden Mischungen liegt bei 0,5 mm (EM) bzw. 0,6 mm (DM)⁹.

In einer ersten Projektphase wurde der Einfluss der Betonkonsistenz auf den Benetzungsvorgang einer rauen Oberfläche untersucht. Dafür wurde der Beton EM in verschiedenen Fließfähigkeiten hergestellt. In den Versuchen ergab sich keine Abhängigkeit der Haftzugfestigkeit von der Konsistenz, wodurch diese in der Hauptversuchsphase nicht mehr variiert wurde. Es wurde jedoch darauf geachtet, den Beton DM in ähnlicher Konsistenz wie den Beton EM herzustellen.

Begleitend zu jeder hergestellten Mischung wurden Frisch- und Festbetoneigenschaften geprüft. Es wurden Ausbreitfließmaß, Fließzeit und Luftporengehalt bestimmt, sowie Druckfestigkeit, Zugfestigkeit, E-Modul und Querdehnzahl. Des Weiteren wurde das Verformungsverhalten während der Erhärtung (Schwinden) untersucht.

Die Schwindmessungen wurden mit Hilfe von Schwindrinnen durchgeführt. Die Messungen beinhalten sowohl das plastische Schwinden bzw. kapillare Frühschwinden als auch das

⁹ Aufgrund dieser Korngrößen könnten die Mischungen auch als Mörtel bezeichnet werden.

autogene Schwinden, da zu einem sehr frühen Zeitpunkt nach der Frischbetonherstellung mit den Messungen begonnen werden konnte. Die Probekörper wurden auf zwei verschiedene Weisen gelagert. Um das kapillare Frühschwinden sowie das Austrocknungsschwinden zu erfassen, wurde die Oberfläche nicht vor der Austrocknung durch die Umgebung geschützt, es wurde also kein Verdunstungsschutz angebracht. Das autogene Schwinden wurde hingegen an Proben gemessen, welche vollständig mit dicker PE-Folie eingewickelt und mit Klebeband verschlossen wurden (Verdunstungsschutz). In Abbildung 3.5 (rechts) sind beide Lagerungsarten und das Befüllen einer Rinne (links) abgebildet. Begleitend wurden auch noch Messungen zur Erstarrungszeit durchgeführt.

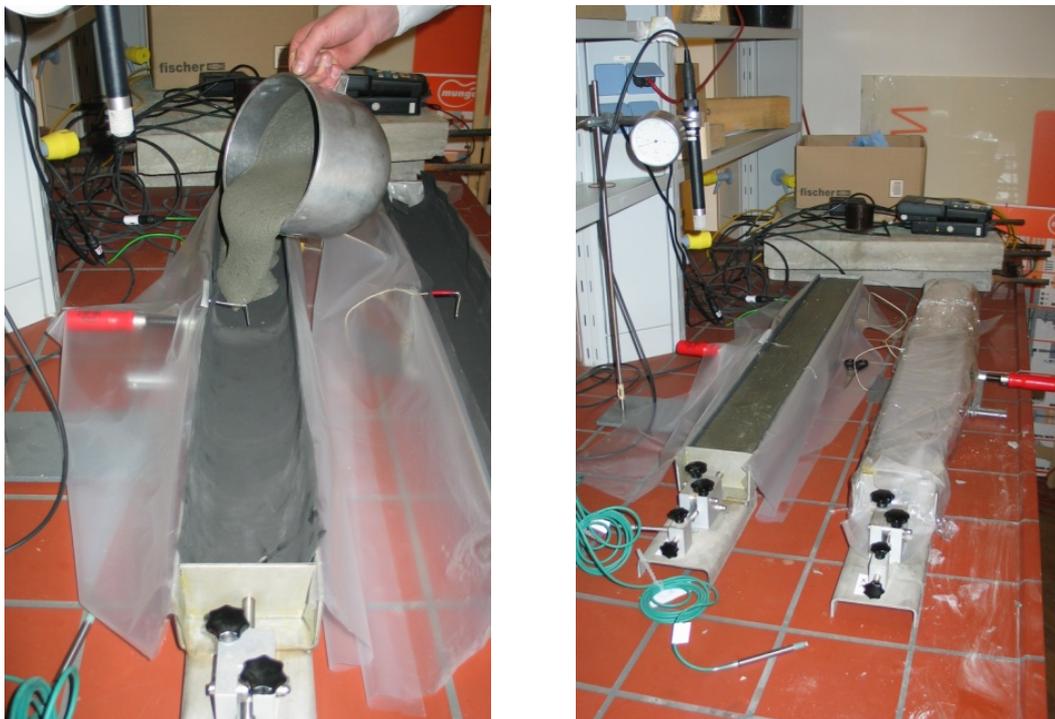


Abbildung 3.5: Schwindrinnenbefüllung und Lagerung [10]

Die Messungen bestätigten die Vermutungen, wonach das Schwindmaß bei den Proben ohne Verdunstungsschutz (OVS) viel höher als bei jenen mit Verdunstungsschutz (MVS) ausfallen würde. Tatsächlich überstieg das Schwindmaß der Proben OVS jenes der Proben MVS um das 2,3-fache. Auch der Zeitpunkt, ab welchem der UHPC sein plastisches Verformungsvermögen verliert, tritt OVS viel früher ein. Dadurch wird die Schwindverformung früher behindert und es entstehen deshalb früher Zwangsspannungen. Des Weiteren beginnt das Schwinden generell früher und eine schnellere Verformungsgeschwindigkeit stellt sich ein. Für die Ausbildung der Haftfestigkeit hat dies folgende Bedeutung:

- 1) Durch Lagerung OVS treten Relativverschiebungen in der Kontaktfuge oder Zwangsspannungen auf, welche durch die höhere Verformung hervorgerufen werden.

- 2) Die starken Verformungen treten in der Phase der frühen Festigkeitsentwicklung auf, was für das Entstehen intermolekularer Kräfte kritisch sein kann.
- 3) Das frühe Erstarren führt zu einem steiferen Oberflächenanteil, welcher sich nicht mehr plastisch verformt.

An den Ausbreitkuchen der Fließmaßbestimmung, deren Oberflächen der trockenen Raumluft ausgesetzt waren, konnten bereits nach nur einer Stunde Schwindrisse beobachtet werden (siehe Abbildung 3.6).



Abbildung 3.6: Ausbreitkuchen 1h nach Betonherstellung (links), Risse im Zentrum des Kuchens (mitte), Unterseite des Ausbreitkuchens nach 4 Wochen [10]

Es ist gut ersichtlich, dass die Proben bereits in der Frühschwindphase reißen können und sehr breite Risse entstehen. Eine solche Rissbildung wird durch eine geeignete Nachbehandlung der Betonbauteile vermieden.

Stahl als Adhärens

Als Haftpartner für den UHPC wurde Baustahl der Güte S355 gewählt. Um die spezifische Adhäsion untersuchen zu können, wurden möglichst glatte Flächen¹⁰ benötigt. Dafür wurde der Stahl in vier Arbeitsgängen poliert und abschließend mit Alkohol gereinigt. Nach dem Poliervorgang wurde eine arithmetische Mittenrautiefe von weniger als 0,05 μm gemessen. Jedoch war die Oberfläche nicht gänzlich frei von Polierriefen und Vertiefungen. Abbildung 3.7 zeigt eine Stahl-Oberfläche nach dem Polieren.

¹⁰ Die theoretischen Modelle zur spezifischen Adhäsion gehen von ideal ebenen Oberflächen aus, welche praktisch aber nie realisiert werden können.

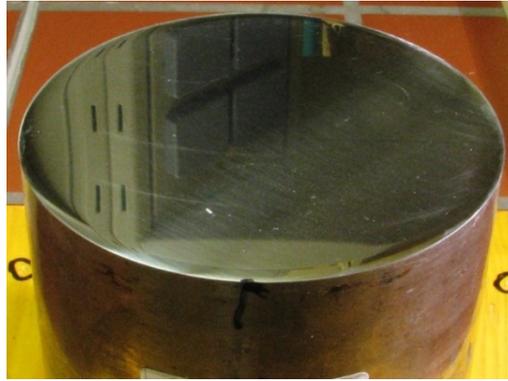


Abbildung 3.7: Glatt polierte Stahloberfläche [10]

Der Einfluss der Rauheit auf die Adhäsion wurde anhand verschiedener Oberflächenrauigkeiten der Stahlkörper studiert. Um dem UHPC eine möglichst gute Angriffsfläche zu bieten, muss die Oberfläche sowohl feine als auch grobe Vertiefungen aufweisen, ähnlich der Korngrößenverteilung beim Beton. Zur Herstellung der verschiedenen Oberflächenrauigkeiten wurden die Probenuntergründe sandgestrahlt bzw. behauen. Aufgrund der Tatsache, dass die maximal herstellbare Rauheit beim Sandstrahlen von der Korngröße des Strahlgutes abhängt, liegt die maximal erzielbare Mittenrautiefe bei marktüblichen Strahlmittel bei 25 µm. Größere Rautiefen konnten nur mittels Behauen durch einen eigens angefertigten Spitzhammer (siehe Abbildung 3.8) erzielt werden.¹¹

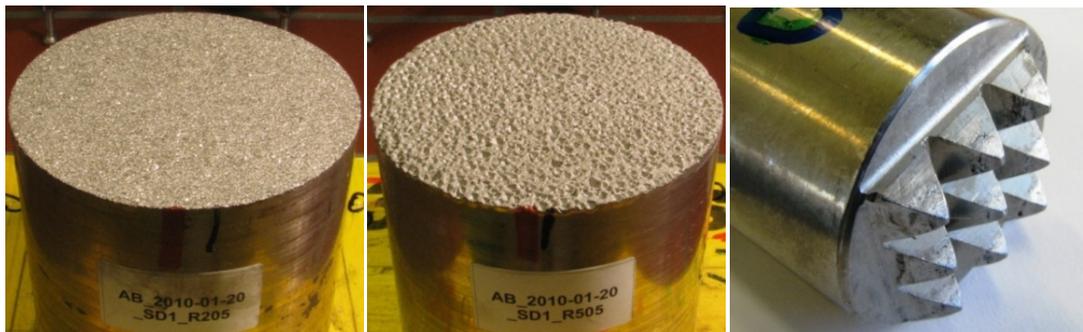


Abbildung 3.8: Stahlproben mit verschiedenen Rauheitsgraden (links und mitte), Spitzhammer (rechts) [10]

Bei dieser Oberflächenbehandlung wurden eine mittlere Rautiefe von 0,25 mm und eine maximale Rautiefe von 0,5 mm erzielt. Die 0,5 mm leiten sich auch vom Größtkorn des UHPC ab, damit dieses zumindest noch teilweise in die Vertiefung passt. Damit auch feinere Vertiefungen an der behauenen Oberfläche vorhanden waren, wurde sie zusätzlich noch sandgestrahlt. Abbildung 3.8 zeigt Stahlproben mit unterschiedlichen Rauigkeiten.

¹¹ In einer Voruntersuchung wurden mehrere alternative Verfahren zum Sandstrahlen erprobt. Das Behauen mit dem Spitzhammer wurde als das geeignetste ausgewählt.

3.2.2 Haftzug- und Haftschiebversuche

Haftzugversuche

Wie bereits erwähnt, wurden Haftzugversuche sowohl an glatten als auch an rauen Stahloberflächen durchgeführt, um die spezifische bzw. eine Kombination aus spezifischer und mechanischer Adhäsion experimentell zu ermitteln. In der Regel wurden die Prüfungen der Verbundproben im Alter von 28 Tagen durchgeführt. Die Versuchsanordnung wurde während den Vorversuchen mehrmals verändert um eine bestmögliche Anordnung für die Hauptserie zu entwickeln. Das Hauptaugenmerk des schlussendlichen Versuchsaufbaues liegt auf der Minimierung der Zwangsspannungen, welche durch Schwindeinflüsse auftreten. Untersuchungen zeigten, dass die auftretenden Schubspannungen in der Verbundfuge und die abhebenden Zugspannungen am Rand bei einseitiger Behinderung der Schwindverformungen deutlich größer sein würden als bei beidseitiger. Deshalb wurde ein symmetrischer Aufbau der Probekörper gewählt. Sie setzten sich aus zwei massiven 100 mm hohen Stahlzylindern (\varnothing 100 mm) zusammen, welche durch eine 2,5 mm dünne UHPC Schicht verbunden waren. Auch die Schichtdicke des Betons wurde mit dem Gedanken zur Zwangsspannungsminimierung gewählt. Bei zunehmender Dicke der UHPC-Schicht im Verhältnis zum Durchmesser nimmt nämlich der Bereich in der Verbundfuge zu, welcher vom Schwinden beeinflusst wird. Abbildung 3.9 zeigt die Versuchsanordnung.

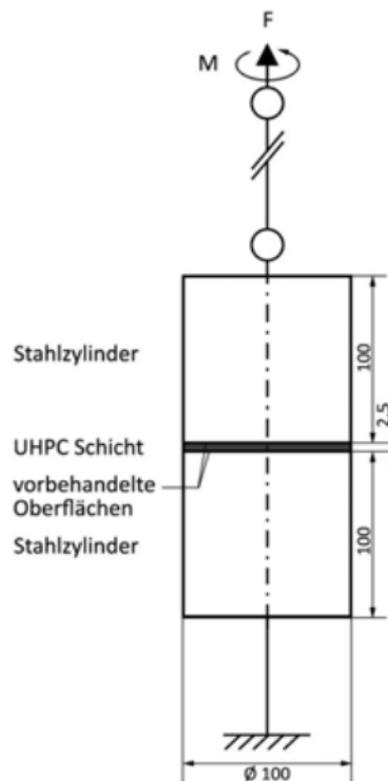


Abbildung 3.9: Versuchsanordnung Haftzug- und Haftschiebversuche [10]

Die schrittweise Herstellung der Versuchskörper ist in [10] nachzulesen.

In der Regel wurde jeweils die Hälfte der Verbundprobekörper jeder Werkstoffkombination (verschiedene UHPC, verschiedene Rauheiten) ohne bzw. mit Verdunstungsschutz gelagert. Abbildung 3.10 zeigt einen Probekörper ohne Verdunstungsschutz. Des Weiteren wurden die Proben an trockener Raumluft ($35 \pm 10\%$ r.F. und $22 \pm 5^\circ\text{C}$) bis zum Tag der Haftzugprüfung gelagert. Die Folie des Verdunstungsschutzes wurde erst unmittelbar vor der Prüfung abgenommen.



Abbildung 3.10: Fertiger Probekörper ohne Verdunstungsschutz [10]

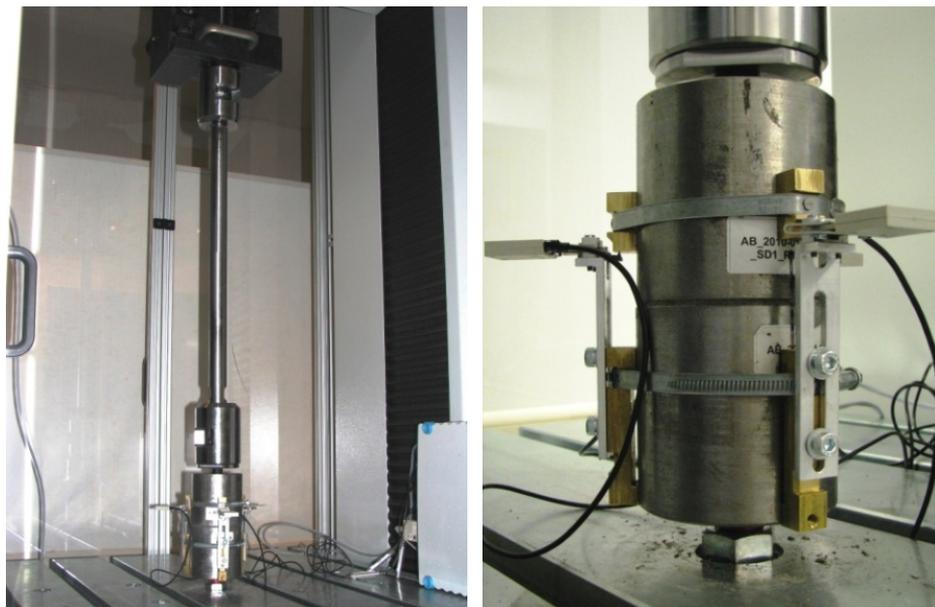


Abbildung 3.11: Universalprüfmaschine mit Versuchsaufbau [10]

Die zentrische Zugprüfung erfolgte nach dem Aushärten der Verbundprobekörper an einer Universalprüfmaschine mit einer Maximallast von 250 kN. Der untere Teil der Probekörper wurde dabei auf eine kurze Gewindestange geschraubt, während am oberen Teil eine lange Zugstange (Pendelstab) gelenkig angeschlossen wurde. Der Pendelstab wurde weggeregelt (Wegzunahme 0,2 mm/min), nach oben gezogen und die Kraft F wurde mit einer Kraftmessdose aufgenommen. Um eventuell unregelmäßige Dehnungen am Probekörperumfang festzustellen, wurden drei Dehnungsaufnehmer (siehe Abbildung 3.11 rechts) über die UHPC-Fuge hinweg angebracht. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3.11 ersichtlich.

Haftschubversuche

Für die Haftschubversuche wurde derselbe Probekörperaufbau wie für die Haftzugversuche verwendet. Sowohl Herstellung als auch Lagerung waren identisch zu jener der Haftzugprüfkörper. Um in der Verbundfuge eine Schubbeanspruchung zu erzeugen, wurde ein Torsionsmoment aufgebracht. Im Unterschied zu den Zugprüfungen fanden die Schubprüfungen im Alter von 29 bzw. 30 Tagen der Verbundkörper statt. Die Prüfung wurde mit einer Torsionsprüfmaschine (siehe Abbildung 3.12) durchgeführt.

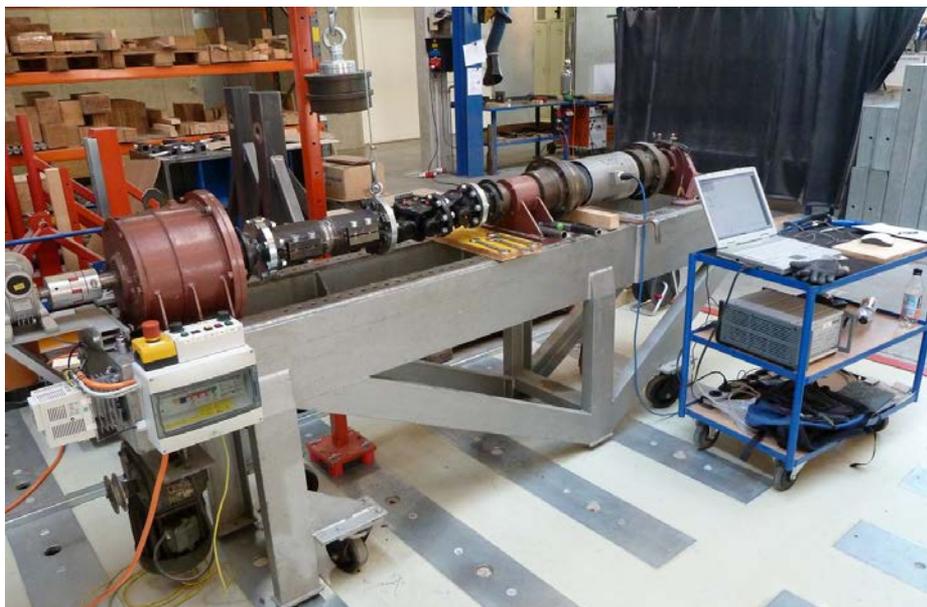


Abbildung 3.12: Torsionsprüfmaschine mit Messaufbau [10]

Dabei wurden beide Stahlteile der Stahl-UHPC-Stahl-Probe von zwei Halbschalen eingeklemmt und eine Verdrehung aufgebracht. Durch drei Kardangelenke wurde eine reine Torsionsbeanspruchung sichergestellt. Das Drehmoment M wurde von einem Drehmomentenaufnehmer hinter den Gelenken aufgenommen und war die einzige Messgröße des Versuchs. Die Drehgeschwindigkeit wurde generell konstant gehalten und die Proben wurden bis zum Bruch beansprucht. [10]

3.2.3 Zusammenfassung der Ergebnisse

Benetzung, wirksame Fläche und Grenzflächenschicht

Die Qualität der Benetzungseigenschaften des Adhäsivs UHPC und des Adhärens Stahl sorgten für eine ausreichende Nähe zwischen den Materialien, sodass sich zwischenmolekulare Anziehungskräfte ausbilden konnten.

Durch einfache Haftzugversuche von frischem UHPC zwischen zwei Stahlplatten konnte gezeigt werden, dass die Adhäsion größer ist als die Kohäsion¹² des Betons (siehe Abbildung 3.13).

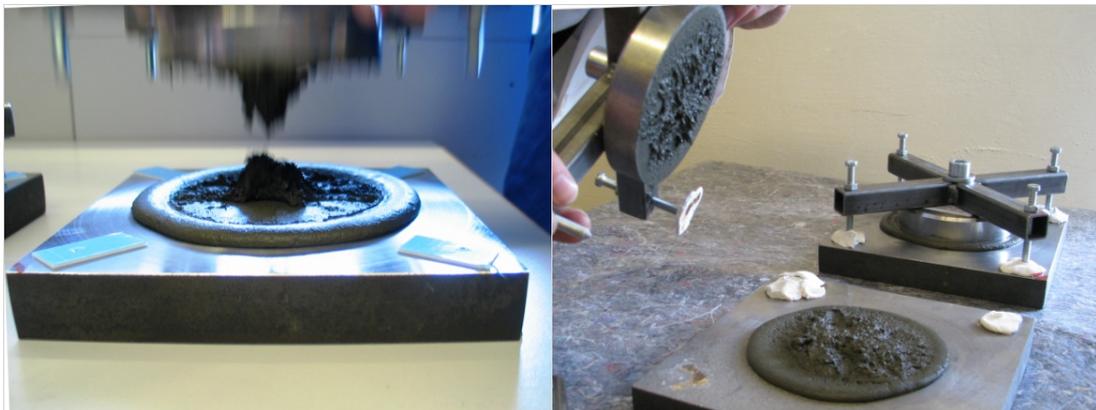


Abbildung 3.13: Frischbetonhaftung beim Abziehen des oberen Prüfstempels [10]

Dies bedeutet, dass es im frühen noch plastischen Zustand des UHPC zu Relativverschiebungen zwischen der an der Grenzfläche haftenden Schicht und den Schichten im Inneren kommen muss. Daraus kann eine Schwächung der Grenzflächenschicht folgen.

Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass die verwendeten Betonmischungen alle Vertiefungen der rauen Oberflächen vollständig ausfüllen. Dabei gelangen aber nicht alle Bestandteile des UHPC bis in die feinsten Vertiefungen. Quarzkörner sowie nicht hydratisierte Klinkerkörner erreichen die Grenzfläche nicht. Es sammelt sich ein an Feinstteilen reiches Gemisch an der Grenzfläche, welches vollständig zu Bindemittelstein hydratisieren kann. Somit existiert eine Grenzflächenschicht, in der der UHPC eine andere Zusammensetzung aufweist als in seinem ungestörten Inneren. Diese Grenzsicht kommt durch ein Entmischen des Frischbetons, bedingt durch die Geometrie und die Benetzung, zustande und weist einen lokal höheren W/B-Wert auf.

Dies wird auch durch die Bruchflächen von glatten Verbundproben bestätigt. Die Grenzflächenschicht weist eine geringere Packungsdichte als das Ausgangsgemisch auf. Vergleichbar

¹² Unter Kohäsion versteht man die Zusammenhangskraft zwischen gleichartigen Molekülen bzw. Stoffen.

ist dies mit dem „wall effect“¹³ an der Übergangszone zwischen Gesteinskorn und Zementstein.

Aus geometrischen Gründen sollte die Störung der optimalen Packungsdichte an den rauen Oberflächen geringer ausfallen. Dies wurde auch durch die Haftzugversuche an den rauen Probekörpern bestätigt. Die Störung der Grenzfläche wirkt sich beim UHPC-DM und der stärksten Rauigkeit am geringsten aus, da diese am besten zur Korngrößenverteilung des Betons passt. Bei diesen Proben trat der Bruch im Gegensatz zu den anderen Rauigkeiten im Beton und nicht in der Fuge auf.

Prüfung der Haftzug- und Haftschubfestigkeit

Drei verschiedene Formen des Versagens konnten an Verbundproben mit glatter Oberfläche beobachtet werden:

- 1) An den Bruchflächen der Torsionsschubproben entstanden vollkommen glatte und blanke Oberflächen. Das Versagen trat unmittelbar in der Kontaktfuge auf.
- 2) Bei Zugbeanspruchung haftete eine dünne Schicht Bindemittelstein an der Stahloberfläche, wenn der Bruch an der Fuge eintrat. Das Versagen trat in der Grenzflächenschicht des UHPC ein.
- 3) Das Versagen trat im Beton auf (Betonbruch unter Zugspannung).

An Verbundproben, welche mit Verdunstungsschutz gelagert wurden, war die Haftung auf glatten Oberflächen unter Zugspannung teilweise so hoch, dass bereits Betonbruch erreicht wurde.

Für die Berechnung der Haftzugfestigkeit musste eine reduzierte Fläche herangezogen werden, da beobachtet wurde, dass sich die UHPC-Schicht bedingt durch das Schwinden vom Rand ausgehend in einem äußeren Ring (Zone A, siehe Abbildung 3.14) bereits vor der Prüfung ablöst. Die geometrische Fläche wurde einfach um den abgelösten Ring reduziert.

¹³ An der Oberfläche von Gesteinskörnern bzw. Fasern im Beton entwickelt sich eine andere Struktur im Zementstein als in seinem ungestörtem Inneren. Die Zementkörner lagern sich an einer Grenzfläche nicht so dicht aneinander wie im Inneren der Matrix und Wasser tendiert dazu sich an der Kornoberfläche anzusammeln. Dadurch ergibt sich ein lokal höherer W/Z-Wert (bzw. W/B-Wert).

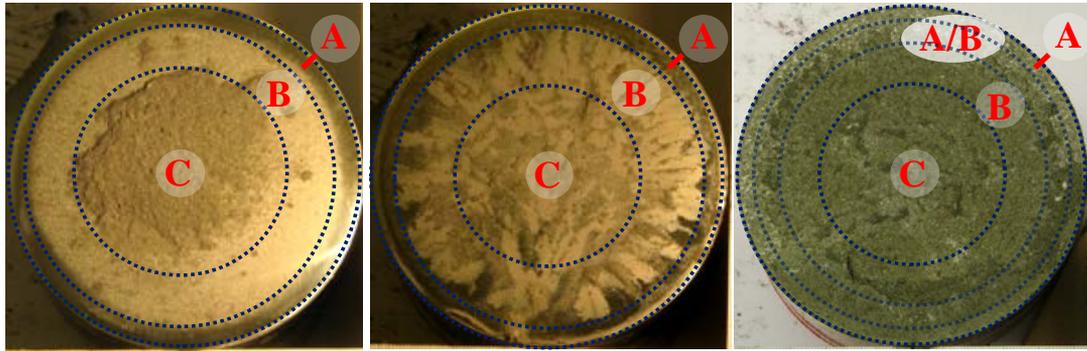


Abbildung 3.14: Beispiele von Bruchflächen mit zugehöriger Zonierung [10]

Die so ermittelten Festigkeiten der glatten Proben entsprechen annähernd der technisch erzielbaren, spezifischen Adhäsionsfestigkeit. Für UHPC-EM ergab sich ein durchschnittlicher Wert von $7,8 \text{ N/mm}^2$ und für UHPC-DM $3,1 \text{ N/mm}^2$. Sofern kein Verdunstungsschutz eingesetzt wurde, reduzierten sich die Festigkeiten wesentlich: UHPC-EM $5,0 \text{ N/mm}^2$, UHPC-DM $1,6 \text{ N/mm}^2$. Die spezifische Adhäsionsfestigkeit tangential zur Oberfläche ergibt sich aus den Torsionsschubversuchen. Für UHPC-EM liegt der Wert bei $5,3 \text{ N/mm}^2$. Schubversuche mit glatter Oberfläche und UHPC-DM wurden nicht durchgeführt.

Aufgrund der Tatsache, dass beide Verbundfugen der Probekörper etwa gleichhäufig versagten, können sie als gleichwertig angesehen werden.

Durch das Aufrauen der Oberflächen wurden die Haftzugfestigkeiten aller untersuchten Probekörper MVS so stark gesteigert, dass Betonbruch erreicht wurde. Es wurde also die Betonzugfestigkeit erreicht, welche die Prüfwerte begrenzte. Die Haftzugfestigkeit überstieg somit die Zugfestigkeit des UHPC.

Weitere Beobachtungen

An Probekörpern mit glatter Oberfläche des Adhärens trat der Bruch in der Regel in der Verbundfuge ein. Die UHPC Schicht haftete nach der Haftzugprüfung noch fest an einem der beiden Stahlstempel an. Wurden dies Probekörper nun für mindestens 24 Stunden bei trockenen Klimabedingungen (22°C , 35% r. Feuchte) gelagert konnte man anschließend die UHPC-Schicht mit der Hand vom Untergrund lösen. In Abbildung 3.15 sieht man, wie sich die Schicht eines Probekörpers, welcher einen Haftzugprüfwert von $4,6 \text{ N/mm}^2$ aufwies, nach einem Tag Lagerung an trockenerer Raumluft von Hand lösen lässt (Haftzugfestigkeit $\approx 0 \text{ N/mm}^2$).



Abbildung 3.15: Ablösen der UHPC-Schicht mit der Hand [10]

Außer der Vorbelastung durch die Haftzugprüfung und den Wechsel der Eigenspannungen durch den Verlust der beidseitigen Festhaltung änderte sich nur die Luftfeuchtigkeit. Um einen maßgebenden Einfluss der Vorbelastung auszuschließen, wurden Probekörper mit einseitigem Verbund hergestellt. Auch die Schichten dieser Proben (immer glatte Oberfläche) konnten nach trockener Lagerung von Hand gelöst werden. Ursache dafür ist, dass die einseitige Austrocknung verbunden mit dem in der Grenzfläche behinderten Schwinden zu großen Biegespannungen in der Fuge führt. Die UHPC-Schicht löst sich, begünstigt durch die geringe Dicke, ringförmig vom Untergrund. Es kommt zu einem Aufschüsseln der Betonschicht, durch welches die Adhäsion verloren geht.

Im Gegensatz dazu ließen sich die verbliebenen Schichten an rauen Oberflächen nicht so einfach ablösen. Einen Monat nach der ersten Haftzugprüfung wurden einige Versuchskörper neuerlich einer Prüfung unterzogen, um die zweite Verbundfuge zu untersuchen. Dafür wurde der benötigte zweite Stahlkörper mit Hilfe von Epoxidharz wieder auf die UHPC Schicht geklebt. Auch nach einmonatlicher Lagerung an der trockenen Raumluft erzielten die Proben mit der größten Rauigkeit annähernd ihre ursprünglichen Prüffestigkeiten. Bei den Proben mit den feineren Rauigkeiten ergaben sich Werte von rund 68% der ursprünglichen Festigkeit. Durch die einseitige Austrocknung entstanden Sekundärrisse, welche die Prüffestigkeiten bei den feineren Rauigkeiten durch erhöhte Zwänge stärker reduzierten als bei den gröberen. [10]

3.2.4 Maßgebende Einflussfaktoren auf die Adhäsion zwischen Stahl und UHPC

Wie bereits erwähnt, wurde im Zuge der Bruchflächenanalyse beobachtet, dass sich in der Verbundfuge Zonen mit unterschiedlichen Hafteigenschaften ausbilden. Daher wurde zunächst der Zusammenhang dieser Zonierung mit der Haftzugfestigkeit untersucht. Des Wei-

teren wurden auch die Abhängigkeit von der Risslänge und der Zusammenhang der Adhäsion mit den Rauheitskennwerten untersucht.

Um die Zusammenhänge zwischen den untersuchten Größen zu erkennen, wurde ein Korrelationskoeffizient unter Annahme einer linearen Abhängigkeit berechnet. Der Korrelationskoeffizient R nimmt Werte zwischen 0 und ± 1 an und trifft eine Aussage über die Stärke des Zusammenhanges. Ab einem Betrag $R \geq |0,7|$ wird von einer hohen Korrelation gesprochen.

Die Zonen der Bruchflächen ergeben sich durch unterschiedlich starke Anhaftung des Betons am Stahl. Die Zone mit der stärksten Haftung ist das zentrale Feld (Zone C). Diesem Bereich annähernd gleichwertig ist die Zone B, in welcher ein ausgeprägter Haftschleier zu beobachten ist und wo der Bruch in der Grenzflächenschicht auftritt. „Blanke“ Oberflächenbereiche bilden sich meist am äußersten Ring und neben Rissen. In diesen Bereichen (Zone A) ist keine Haftung vorhanden, da sich bereits vor der Haftzugprüfung ein kapillarer Spalt bildet. Deshalb wird, wie in Kapitel 3.2.3 beschrieben, die Haftzugfestigkeit mit einer reduzierten Fläche berechnet.

Risse in der UHPC-Schicht sind das Resultat von Zwangsspannungen, welche nur bei ausreichend gutem Verbund in der Kontaktfuge auftreten. Vergleicht man die erzielten Haftzugfestigkeiten der Proben MVS und OVS wird klar, dass Risse im Beton die Adhäsion vermindern.

Für folgende Kenngrößen wurde eine Korrelation zur Haftzugfestigkeit untersucht:

- Fläche des zentralen Feldes (Zone C), da sich dort die beste Haftung ausbildet
- Risslänge
 - Gesamte Risslänge
 - Risslänge im zentralen Feld bezogen auf dessen Fläche („bezogene Risslänge C“)

In Tabelle 3.1 sind die Haftzugfestigkeit, Risslängen und die Fläche des zentralen Feldes der Hauptversuchsserien zusammengestellt.

Werkstoff- Rauheit	Mischung, Versuchs- serie	Breite Zone A	Ø Zone C	Prüf- festigkeit F/A _g	Haftzug- festigkeit F/(A _g ·A _{ZoneA})	Risslänge Zone C	gesamte Risslänge (Zonen B+C)	bezogene Risslänge Zone C
		b [mm]	d _C [mm]	MW, n=4 [N/mm ²]		l _{cr C}	l _{cr} [mm]	l _{cr} /A _C [-]
SR0EM	S-EM	2,5	55	4,5	5,0	540	804	0,23
SR1EM	SNS1	3 ⁽¹⁾	62	4,8	5,4	525	550 ⁽²⁾	0,17
SR2EM		3 ⁽¹⁾	62	5,4	6,1	626	650 ⁽²⁾	0,21
GR0EM	G-EM	5	46	1,8	2,2	445	799 ⁽²⁾	0,27
GR7EM	GNS1	3-7	57	5,4	6,1	580	620 ⁽²⁾	0,23
GR3EM		3-8	58	4,5	5,1	716	750 ⁽²⁾	0,27
SR0DM	S-DM	7	55	1,2	1,6	1272	2274 ⁽²⁾	0,54
SR1DM	SD1	8	56	3,8	5,4	608	750 ⁽²⁾	0,25
SR2DM		8	54	3,5	4,9	623	670 ⁽²⁾	0,27
SR5DM		2-8 ⁽¹⁾	53	5,0	7,0	709	840 ⁽²⁾	0,32
(1)	Zone A weist in diesen Fällen einen Betonbruchanteil auf, siehe Tabelle 5.7 auf Seite 142 bzw. Erläuterungen im Kapitel 5.3							
(2)	Radialrisslänge geschätzt. Da Radialrisse eine geringe Rissbreite <10 µm haben, sind sie an rauhen Proben kaum erfassbar.							
Anmerkung:	Die Breite der ringförmigen Zone B ergibt sich aus dem Probendurchmesser 100 mm reduziert um die zweifache Breite der Zone A und den Durchmesser der Zone C. Siehe auch Kapitel 5.3.							

Tabelle 3.1: Prüffestigkeit, Haftzugfestigkeit, Risslänge und Ausmaß der Zonen A und C bei Proben OVS [10]

Eine hohe Korrelation mit der Haftzugfestigkeit konnte bei der Mischung EM für das Ausmaß der Zone C bzw. des zentralen Feldes ermittelt werden (siehe Tabelle 3.2). Das zentrale Feld sowie auch die Adhäsionsfestigkeit sind auf glatten Flächen immer kleiner als auf rauhen. Da bei rauhen Proben vorwiegend Betonbruch auftrat, kann keine Aussage hinsichtlich des Einflusses der verschiedenen Rauheitsstufen getroffen werden. Beim UHPC-DM ergibt sich keine hohe Korrelation, da sich das zentrale Feld unabhängig von der Oberflächenrauheit immer annähernd gleich groß ausbildet (bei verschiedenen Haftzugfestigkeiten).

Haftzugfestigkeit korreliert mit ...	Werkstoff- kombination	Korrelations- koeffizient R	Korrelation
... gesamter Risslänge	S-EM	-0,49	mäßig
	G-EM	-0,86	hoch
	S-DM	-0,88	hoch
	alle	-0,69	hoch
... bezogener Risslänge	S-EM	-0,25	gering
	G-EM	-0,64	mäßig-hoch
	S-DM	-0,81	hoch
... Fläche Zone C (homogenes Spannungsfeld)	S-EM	0,79	hoch
	G-EM	0,95	hoch
	S-DM	-0,46	mäßig

Tabelle 3.2: Korrelation der untersuchten Kenngrößen mit der Haftzugfestigkeit [10]

Für die gesamte Risslänge ergab sich, wie Tabelle 3.2 zeigt, bei UHPC-DM eine hohe und bei UHPC-EM eine mäßig hohe Korrelation zur Haftzugfestigkeit. Auch für die bezogene Risslänge (Zone C) ist die Korrelation bei der Mischung DM hoch. Für die Mischung EM fällt sie jedoch gering aus. Dies ist darauf zurückzuführen, dass beim UHPC-EM bereits für glatte Proben Betonbruch erreicht wurde und somit die Betonzugfestigkeit die Haftzugfestigkeit begrenzt. Der Zusammenhang von Haftzugfestigkeit und gesamter Risslänge ist insgesamt eindeutig gegeben.

Unterschiede hinsichtlich der Risslängen konnten nur zwischen glatten und rauhen Proben, nicht aber zwischen den unterschiedlichen Rauheitsstufen beobachtet werden. Bei der Untersuchung der Oberflächenkennwerte wurde festgestellt, dass alle Kennwerte (Rautiefe, Wenzel-¹⁴ und Hinterschneidungsquotient¹⁵) eine hohe Korrelation zur Haftzugfestigkeit aufweisen. Da sich die Festigkeit der rauhen Proben jedoch nicht aus der Festigkeit der glatten Proben alleine multipliziert mit dem Wenzel- bzw. Hinterschneidungsquotient ergeben, überlagern sich offensichtlich noch andere Einflüsse mit denen der Rauheit. Es wirken sich auch Risse und Zwänge auf die Haftzugfestigkeit aus. Neben den bisher erwähnten negativen Einflüssen der schwindinduzierten Zwänge können sich auch positive Wirkungen ergeben. So werden die „Zähne“ der rauhen Oberflächen durch das Schwinden des UHPC fester eingeklemmt und es entsteht ein Reibungsverbund. Auch werden die Relativverschiebungen in der frühen Phase der Erhärtung durch die Rauheit verhindert und die erforderliche Nähe der Moleküle für die Ausbildung intermolekularer Anziehungskräfte ist dadurch durchgehend gegeben. Diese Erkenntnis bezüglich der Oberflächenrauheit wurden an Proben OVS abgeleitet, da die Proben MVS durch das Versagen des Betons (Betonbruch) keine Resultate hinsichtlich der Adhäsionsfestigkeit an sich lieferten. Wann immer Betonbruch auftritt, ist die eigentliche Haftzugfestigkeit unbestimmt höher als die Betonzugfestigkeit. [10]

¹⁴ Der Wenzel-Quotient beschreibt das Verhältnis von wahrer Oberfläche zu geometrischer Bezugsfläche (Oberflächenvergrößerungsfaktor).

¹⁵ Der Hinterschneidungsquotient beschreibt das Verhältnis der Fläche von vertikalen Flanken zur geometrischen Bezugsfläche (Anteil an Hinterschneidungen pro Bezugsfläche).

4 Untersuchungen des Haftverbundes

Bei der Messung von Adhäsionskräften bzw. Verbundfestigkeiten können drei wesentliche Trennprinzipien für die Ermittlung der Verbundfestigkeiten unterschieden werden (siehe Abbildung 4.1):

- das schälende Trennprinzip
- das scherende Trennprinzip
- das ziehende Trennprinzip



Abbildung 4.1: Trennprinzipien zur Bestimmung der Adhäsionskraft [10]

Die ersten beiden Trennprinzipien sind für die isolierte Betrachtung von Adhäsionskräften wenig geeignet. Während bei der schälenden Trennung Zug- und Scherkräfte zur selben Zeit auftreten, werden bei der scherenden Trennung die Adhäsionskräfte von Reibungskräften überlagert. Die auftretenden Adhäsionskräfte in der Grenzfläche bei einer ziehenden Trennung können hingegen theoretisch direkt interpretiert werden. Die Voraussetzung dafür ist jedoch eine scharfe Trennung der Phasen in der Kontaktfuge. Bleiben Teile des abgezogenen Stoffes am Untergrund haften, sind die Adhäsionskräfte größer als die Kohäsionskräfte des abgezogenen Stoffes.

Die verwendeten Versuchsaufbauten zur experimentellen Ermittlung der Haftzug- und Haftschubfestigkeiten sind wie Abbildung 4.2 zeigt sehr vielfältig. Rot markiert sind die im Zuge dieser Arbeit ausgeführten Versuche. [10]

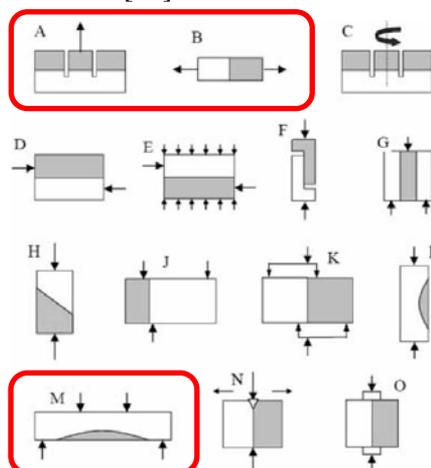


Abbildung 4.2: Versuchsaufbauten für Haftzug- und Haftschubversuche [10]

4.1 Übersicht der durchgeführten Versuche

Die im Zuge dieser Arbeit durchgeführten Versuche gliedern sich in zwei Versuchsreihen. Während in der Ersten lediglich Haftzugversuche durchgeführt werden, sind es in der Zweiten Haftzug- sowie Haftschubversuche. Tabelle 4.1 gibt eine Übersicht der durchgeführten Hauptversuche und der Kombinationen von verschiedenen UHPC-Rezepturen und Verbundfugen. Des Weiteren wurde begleitend die Druckfestigkeit der verwendeten Betonrezepturen ermittelt, sowie das Ausbreitmaß und die Fließzeit. Für den Glasfaser-UHPC der zweiten Versuchsreihe wurden zusätzlich der Elastizitätsmodul und die Zugfestigkeit ermittelt.

Haftzugversuche: 1. Versuchsreihe		Probenanzahl
Verbundfuge:	Oberflächenrauheit SR2 (alle Versuchskörper)	
Beton:	1) Normalbeton	3
	2) UHPC ohne Fasern	3
	3) UHPC mit Stahlfasern	3
	4) UHPC mit Basaltfasern	3
Summe der Probekörper:		12
Ziel:	Auswahl des Betons mit der besten Eignung	
Haftzugversuche: 2. Versuchsreihe		Probenanzahl
Beton:	Glasfaser-UHPC	
Verbundfuge:	1.1) Epoxidharz „SikaDur-31“ mit Basaltsplitt	6
	1.2) Epoxidharz „Indubond-VK4031“ mit Basaltsplitt	6
	2.1) Stahl mit Oberflächenrauheit SR2	6
Summe der Probekörper:		18
Ziel:	Ermittlung der Verbundfuge mit der höchsten Haftzugfestigkeit	
Haftschubversuche: 2. Versuchsreihe		Probenanzahl
Beton:	Glasfaser-UHPC	
Verbundfuge:	1.1) Epoxidharz „SikaDur-31“ mit Basaltsplitt	3
	1.2) Epoxidharz „Indubond-VK4031“ mit Basaltsplitt	3
	2.1) Stahl mit Oberflächenrauheit SR2	3
Summe der Probekörper:		9
Ziel:	Ermittlung des Relativverschiebung zwischen Stahl und UHPC für die Berechnung eines Schubmoduls der Verbundfuge	

Tabelle 4.1: Übersicht der durchgeführten Versuche

Eine weitere Beschreibung der Versuche sowie die Vorstellung der erzielten Ergebnisse und Erkenntnisse folgen in den nächsten Kapiteln.

4.2 Haftzugversuche: 1. Versuchsreihe

In der ersten Versuchsreihe wurden Haftzugversuche an den Verbundprobekörpern mit rauen Stahloberflächen durchgeführt. Dabei wurden drei verschiedene UHPC-Rezepturen sowie eine Rezeptur Normalbeton eingesetzt. Ziel war es, die erzielbaren Haftverbundfestigkeiten zu ermitteln und den am besten geeigneten Beton für die weiteren Versuche auszuwählen. Neben der Adhäsion des UHPC am Stahl waren dabei die Druckfestigkeit und die Verarbeitbarkeit (Konsistenz) des Betons weitere Auswahlkriterien.

Die verwendeten Ultrahochleistungsbetone unterscheiden sich vor allem hinsichtlich ihrer Faserbewehrung. Um eine zufriedenstellende Rissbreitenbegrenzung bei der praktischen Anwendung von UHPC sicherzustellen, ist es notwendig eine Faserbewehrung einzubringen. Deshalb wurde eine Mischung mit Stahlfasern und eine weitere mit Basaltfasern verwendet. Damit auch der Einfluss der Fasern untersucht werden konnte, wurde eine dritte UHPC-Mischung ohne Fasern als Referenz eingesetzt. Auch der Normalbeton dient lediglich als Referenz, um einen Vergleich der Adhäsionsfestigkeiten zu erhalten.

Eine weitere Möglichkeit für eine Faserbewehrung wären Karbonfasern. Damit wurden jedoch in der Vergangenheit keine guten Erfahrungen am Institut für Betonbau der TU Graz gemacht, wodurch diese von vornherein für das Projekt ausschieden.¹⁶

Die Stahloberfläche der Probekörper wurde sandgestrahlt um eine möglichst raue Oberfläche zu erhalten. Das Protokoll dazu findet sich im Anhang. Die Rauheit der Proben wurde in dieser Versuchsreihe konstant gehalten um die Haftzugfestigkeiten vergleichen zu können. Die erzielte Rauheit entspricht ungefähr der Rauheit „SR2“ der Versuchsreihen in [10]. Das Sandstrahlen wurde auf Grundlage des Sandstrahlprotokolls dieses Forschungsprojektes mit demselben Strahlgut durchgeführt (von derselben Fachfirma). Kontrolliert wurde dies mit Hilfe der Rückstellproben, welche im Zuge des „AdBond Forschungsprojektes“ angefertigt wurden. Somit kann von einer Rautiefe von annähernd 25 µm ausgegangen werden. Die Stahlqualität der Zylinder entsprach einem Baustahl S355.

Für jede Betonrezeptur wurden jeweils drei Verbundprobekörper (Herstellung und Form siehe Kapitel 4.2.1) hergestellt. Zusätzlich wurden bei den UHPC-Mischungen jeweils drei Prüfwürfel (100x100x100 mm) und beim Normalbeton zwei Prüfwürfel (150x150x150 mm) erstellt. Alle Versuchskörper wurden am selben Tag hergestellt und nach 14 Tagen der Prü-

¹⁶ Zum einen zerfielen die Faserbündel beim Mischvorgang in ihre Einzelteile und zum anderen konnte keine ausreichende Fließfähigkeit der Mischungen erzielt werden. Des Weiteren hatten die Karbonfasern keinen Einfluss auf die Betonfestigkeit.

fung unterzogen. Vor dem Betonieren der Proben wurde die Konsistenz der Mischungen mit Hilfe des Hägermann-Versuches bestimmt.

4.2.1 Probekörperherstellung

Die Probekörper und damit in weiterer Folge auch die Versuchsanordnung wurden aufgrund der guten Erfahrungen dem Forschungsprojekt „AdBond UHPC“ entlehnt. Es wurden dieselben Stahlzylinder ($\varnothing = 100 \text{ mm}$, $h = 100 \text{ mm}$) als Basis für die Verbundprobekörper verwendet. Die UHPC-Schicht war hingegen durch Spannungsberechnungen, welche vorab vom Institut für Stahlbau der TU Graz an einem orthotropen Fahrbahndeck durchgeführt wurden, mit 80 mm vorgegeben¹⁷. Durch die größere Schichtstärke konnten die Probekörper auch nicht mehr symmetrisch hergestellt werden und außerdem wäre dies im Hinblick auf die angestrebte Anwendung an einem Brückentragwerk (nur einseitige Verbundfuge zwischen Stahl und Beton) nicht zweckmäßig gewesen.

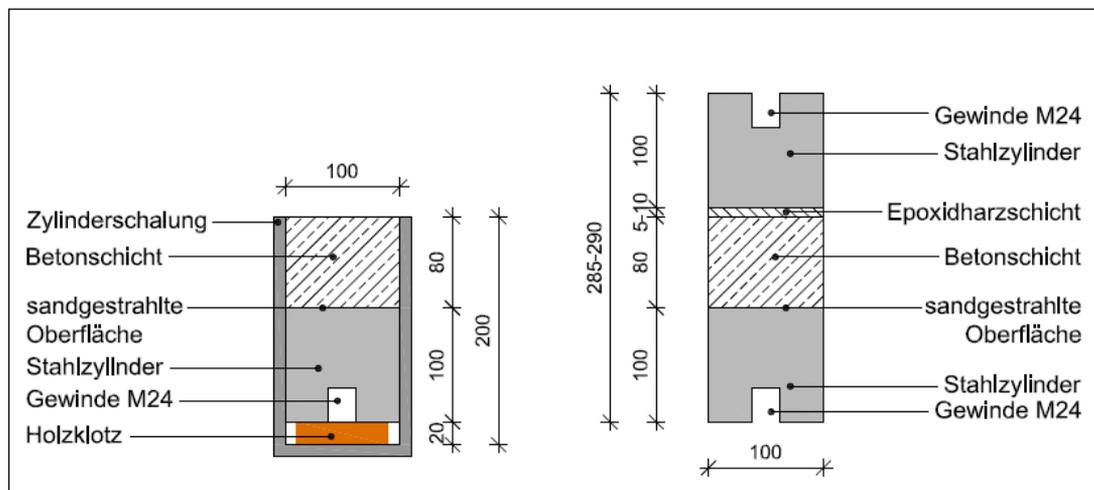


Abbildung 4.3: Probekörper für Haftzugversuche, Maße in [mm]

In Abbildung 4.3 ist der Aufbau der Probekörper schematisch dargestellt. Links sieht man den Probekörper, während er sich noch in der Schalung nach dem Betonieren befindet, und rechts sieht man den fertigen Verbundprobekörper mit aufgeklebtem zweiten Stahlstempel. Die Herstellung der Versuchskörper gliederte sich in folgende Schritte:

- 1) Planfräsen der vorhandenen Stahlzylinder an der Seite ohne Gewinde um eine saubere Oberfläche zu erhalten. Das Gewinde an der gegenüberliegenden Seite war bereits vorhanden.

¹⁷ Durch diese Schichtstärke wird laut den Berechnungen eine ausreichende Verlängerung der Lebensdauer der betrachteten Brücke erzielt.

- 2) Oberflächenbehandlung der plangefrästen Stirnseite durch Sandstrahlen, um die raue Oberfläche zu erhalten, welche später vom UHPC benetzt wird.
- 3) Der Holzklotz, welcher als Abstandhalter dient, wird in die Zylinderschalungen gegeben und die Stellen, welche später mit dem Beton in Kontakt kommen, werden mit einem feinen Film Schalöl bestrichen.
- 4) Reinigen der sandgestrahlten Stahlzylinder mittels Druckluft, um Staub und andere Verunreinigungen zu entfernen.
- 5) Die gereinigten Stahlzylinder werden sachte von oben in die Zylinderschalungen fallen gelassen.
- 6) Einbringen des Betons in die Schalungen. Weil die Zylinderschalungen 20 cm hoch sind, verbleiben genau die gewünschten 8 cm für den Beton (Stahlzylinder und Holzklotz zusammen sind 12 cm hoch).
- 7) Falls erforderlich, wird die Betonschicht auf einem Rütteltisch verdichtet.
- 8) Die Oberfläche wird mit einem feuchten Pinsel bestrichen, um die Entlüftung des UHPC zu fördern.
- 9) Die Probekörper werden mit einer Folie abgedeckt und härten zwei Tage aus.
- 10) Am zweiten Tag nach der Herstellung werden die Zylinderschalungen entfernt und die Zylinder in mehreren Schichten Schrumpffolie (Verdunstungsschutz) eingewickelt, um ein rasches Austrocknen zu vermeiden.
- 11) Lagerung für zehn Tage mit dem Verdunstungsschutz.
- 12) Die Folie wird abgenommen und die Betonoberfläche wird abgeschliffen, um eine ebene, ungestörte Oberfläche zu erhalten.
- 13) Die Betonoberfläche wird mit einem zwei Komponenten Epoxidharzkleber (SikaDur-31 AUT Normal siehe „Anhang“) bestrichen. Die Schichtdicke liegt bei 5 – 10 mm.
- 14) Die Probekörper werden auf eigens angefertigte Holzkonstruktionen gelegt und der zweite Stahlzylinder wird mit einer Stirnseite (welche kein Gewinde aufweist) in das Epoxidharz gedrückt. Der aus der Fuge ausgepresste Kleber wird mit einem Spatel entfernt.
- 15) Lagerung der Verbundproben weitere zwei Tage bis zur Haftzugprüfung auf den Holzkonstruktionen, damit der Kleber aushärten kann.

Die folgenden Abbildungen geben einen Überblick der angeführten Schritte:



Abbildung 4.4: Plangefräste (links) und sandgestrahlte (rechts) Stahlzylinder



Abbildung 4.5: Sandgestrahlte Oberfläche



Abbildung 4.6: Stahlstempel in den Zylinderschalungen



Abbildung 4.7: Mit Beton (UHPC ohne Fasern) befüllte Zylinderschalungen



Abbildung 4.8: Ausgeschaltete Probekörper



Abbildung 4.9: Verbundprobekörper mit Verdunstungsschutz



Abbildung 4.10: Unbehandelte (links) und geschliffene (rechts) Oberfläche (UHPC mit Stahlfasern)



Abbildung 4.11: Aufbringen des Epoxidharzklebers



Abbildung 4.12: Halber Probekörper auf der Holzkonstruktion



Abbildung 4.13: Anbringen des 2. Stahlzylinders



Abbildung 4.14: Fertige Verbundprobe



Abbildung 4.15: Alle 12 Proben während der Lagerung

4.2.2 Versuchsanordnung

Nach 14 Tagen Lagerung wurden die Verbundproben einer zentrischen Zugprüfung unterzogen. Dafür wurden sie mit Hilfe der eingefrästen Gewinde in die Universalprüfmaschine „BETA 1000“ des Labors für konstruktiven Ingenieurbau (LKI) der TU Graz eingespannt. Der untere Teil der Proben (Stahlzylinder, auf den direkt betoniert wurde) wurde dabei auf eine kurze Gewindestange geschraubt, welche fest mit der Prüfmaschine verbunden ist. Am oberen Teil (Stahlzylinder, der mittels Epoxidharz aufgeklebt wurde) wurde eine etwas längere Gewindestange eingeschraubt, welche durch ein Gelenk mit der Prüfmaschine verbunden wurde. Die Kraft F , mit der die längere Gewindestange nach oben gezogen wird, wurde mit den in der Prüfmaschine integrierten Messeinheiten gemessen und aufgezeichnet. Die maximal mögliche Prüflast war durch die Gelenkanschlüsse und Gewindebolzen M24 auf 250 kN begrenzt. Die Nennkraft der Universalprüfmaschine würde bei 1000 kN liegen. Es konnte jedoch davon ausgegangen werden, dass die möglichen 250 kN ($31,8 \text{ N/mm}^2$) bei weitem für die Prüfung ausreichen würden. Die Versuche wurden weggeregelt mit einer Wegzunahme von $0,2 \text{ mm/min}$ durchgeführt.

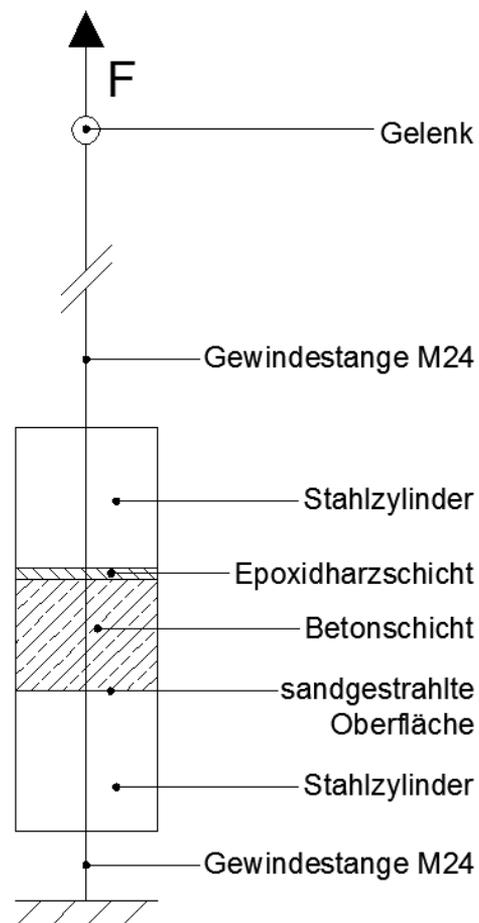


Abbildung 4.16: Universalprüfmaschine mit Verbundprobe (links), Skizze Versuchsaufbau (rechts)

4.2.3 Ergebnisse

Frischbetoneigenschaften und Betondruckfestigkeit

Um die verwendeten Betonrezepturen klassifizieren zu können, wurden zu jeder Mischung begleitend die Frischbetoneigenschaften sowie die Betondruckfestigkeit geprüft. In Tabelle 4.2 sind die Mittelwerte der geprüften Eigenschaften zusammengestellt.

Betonrezeptur	Ausbreitfließmaß [mm]	Fließzeit t_{200} [sec]	Druckfestigkeit $f_{cm,c100}$ [N/mm ²]	Verdichtung
UHPC ohne Fasern	260	7	147,8	-
UHPC mit Stahlfasern	248	13	155,7	10 sec geringe Intensität
UHPC mit Basaltfasern	123	-	139,4	120 sec maximale Intensität
Normalbeton	-	-	57,6	50 sec maximale Intensität

Tabelle 4.2: Ergebnisse Begleitversuche

Das Fließverhalten bzw. die Konsistenz der UHPC-Mischungen werden durch das Ausbreitfließmaß und der dazugehörigen Fließzeit t_{200} charakterisiert. Die Bestimmung dieser Größen erfolgte durch den Ausbreitversuch nach EN 1015-3. Dabei wird ein Mörtelkonus¹⁸ auf einer trockenen Glasplatte mit dem selbstverdichtenden Beton bzw. Mörtel gefüllt und anschließend hochgezogen. Anschließend wird die Zeit gemessen, die der Beton benötigt, um einen Ausbreitdurchmesser von 200 mm (an mindestens zwei Stellen) zu erreichen. Diese Zeit stellt die Fließzeit t_{200} dar. Das Ausbreitfließmaß ergibt sich aus dem Mittelwert des Durchmessers des Setzmaßes, gemessen an mindesten zwei Stellen. Die Messungen werden nach dem Stillstand des UHPC durchgeführt. Sowohl Fließzeit als auch Ausbreitfließmaß werden ohne Verdichtungsschläge bestimmt. Abbildung 4.17 links zeigt beispielhaft den Ausbreitkuchen der Mischung UHPC ohne Fasern. Während die erreichten Ausbreitmaße bei den Mischungen UHPC ohne Fasern und UHPC mit Stahlfasern angemessene Werte erreichten, ergab sich beim UHPC mit Basaltfasern ein viel zu geringer Wert. In Abbildung 4.17 rechts ist der Ausbreitkuchen dieser Mischung abgebildet. Es ist klar ersichtlich, dass der Beton eine sehr steife Konsistenz aufweist und die 200 mm Marke nicht erreicht hat, weshalb keine Fließzeit gemessen werden konnte.

¹⁸ Die Maße des Mörtelkonus betragen: $D_1=100\text{mm}$, $D_2=70\text{mm}$, $H=60\text{mm}$



Abbildung 4.17: Setzmaß UHPC ohne Fasern (links), UHPC mit Basaltfasern (rechts)

Die Druckfestigkeit der UHPC-Mischungen wurde an jeweils drei Probewürfeln mit einer Kantenlänge von 100 mm ermittelt. Die Würfel wurden nach 24 Stunden ausgeschalt und lagerten anschließend bis zu ihrer Prüfung (14 Tage) an Raumluft. Die Druckfestigkeit des Normalbetons wurde hingegen an nur zwei Würfeln der Kantenlänge 150 mm geprüft. Das Ausschalen und die Lagerung wurden gleich gehalten wie bei den UHPC-Proben. Die Probekörper der Mischungen UHPC mit Stahlfasern, UHPC mit Basaltfasern und der Normalbeton mussten abhängig von der jeweiligen Konsistenz verdichtet werden. Es wurde bei den Würfelproben dieselbe Verdichtungsenergie (siehe dazu Tabelle 4.2) aufgebracht wie auch bei den Haftzugproben. Abbildung 4.18 zeigt zum einen drei frisch betonierete Prüfwürfel in der Schalung (links) und zum anderen einen zerstörten Würfel nach der Druckfestigkeitsprüfung (rechts).



Abbildung 4.18: Prüfwürfel in der Schalung (links), Druckprüfung (rechts)

Haftzugfestigkeiten

Die eigentliche Prüffestigkeit der Verbundproben errechnet sich aus dem Quotient der gemessenen maximalen Prüfkraft F_{\max} (reduziert um das Eigengewicht $G \approx 6\text{kg}$ des oberen Stahlzylinders) und der geometrischen Fläche A_g der Stahlstempel (Durchmesser 100 mm).

$$\sigma_p = \frac{F_{\max} - G}{A_g} \quad 4.1$$

Neben dieser Festigkeit wird noch eine weitere mit einer reduzierten Fläche berechnet. Sie wird in weiterer Folge als Haftzugfestigkeit der Proben beschrieben. Nötig ist dieser Schritt deshalb, da sich, wie später noch erläutert wird, eine Randzone ausgebildet hat, in welcher sich keine Haftzugfestigkeit ausbilden konnte.

$$\sigma_{HZ} = \frac{F_{\max} - G}{A_{red}} \quad 4.2$$

In Tabelle 4.3 sind die Ergebnisse der Haftzugprüfung zusammengestellt und in Abbildung 4.19 sind die Prüfspannungen und Haftzugspannungen grafisch aufbereitet.

	Versuchskörper	Prüfkraft F_{\max} [N]	Geometrische Fläche A_g [mm ²]	Prüffestigkeit σ_p [N/mm ²]	Flächenverhältnis [%]	Reduzierte Fläche A_{red} [mm ²]	Haftzugfestigkeit σ_{HZ} [N/mm ²]
UHPC ohne Fasern	1	12779,00	7854	1,62	85	6671	1,91
	2	12877,00	7854	1,63	83	6549	1,96
	3	14529,00	7854	1,84	83	6542	2,21
	Mittelwert	13395,00	-	1,70	-	-	2,02
UHPC mit Stahlfasern	1	12086,00	7854	1,53	82	6450	1,86
	2	13318,00	7854	1,69	87	6869	1,93
	3	11091,00	7854	1,40	83	6493	1,70
	Mittelwert	12165,00	-	1,54	-	-	1,83
UHPC mit Basaltfasern	1	15706,00	7854	1,99	81	6342	2,47
	2	17443,00	7854	2,21	80	6263	2,78
	3	15146,00	7854	1,92	81	6358	2,37
	Mittelwert	16098,33	-	2,04	-	-	2,54
Normalbeton	1	6946,00	7854	0,88	75	5890	1,17
	2	8213,00	7854	1,04	80	6283	1,30
	3	9229,00	7854	1,17	85	6676	1,37
	Mittelwert	8129,33	-	1,03	-	-	1,28

Tabelle 4.3: Zusammenstellung der Ergebnisse: 1. Versuchsreihe

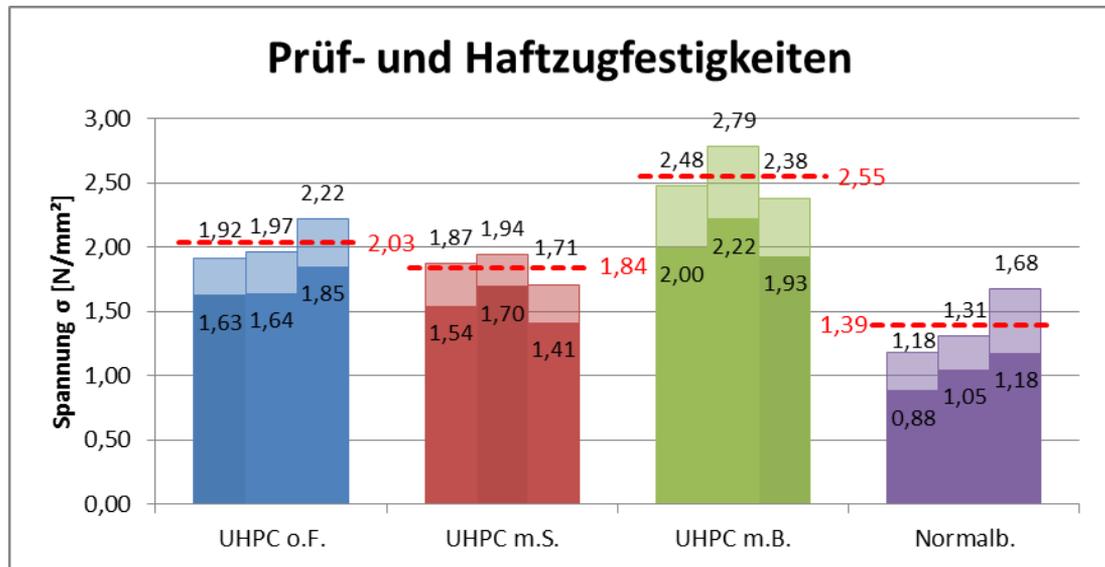


Abbildung 4.19: Grafische Darstellung der Ergebnisse: 1. Versuchsreihe

Die neun Verbundproben mit UHPC weisen alle eine ähnliche Bruchform auf. Am auffälligsten an den Bruchflächen ist der äußerste Rand der Betonflächen. Dieser weist eine viel hellere Färbung auf als die Fläche weiter in der Mitte. Vergleichbar ist die Farbe der Randzone mit der der Mantelfläche des Aufbetons. Daraus lässt sich schließen, dass sich der UHPC infolge des Schwindvorganges in diesen Zonen vom Stahl abgelöst hat. Die Randzone weist jedoch nicht über den vollen Umfang die gleiche Dicke auf, wodurch sich eine unsymmetrische Restfläche ergibt. Abbildung 4.20 zeigt eine der Verbundproben mit UHPC ohne Fasern. Die erwähnte hellere Randzone ist auf dem Beton (rechts) sehr gut erkennbar.

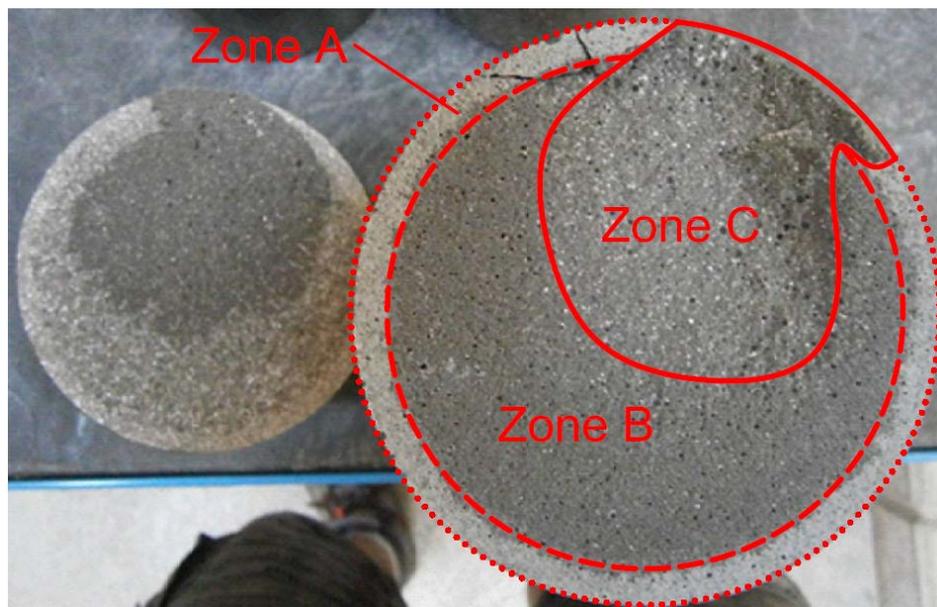


Abbildung 4.20: Bruchfläche UHPC ohne Fasern

Des Weiteren ist eine zweite Zone zu erkennen, in der der Bruch in der Grenzschicht stattfand. Am Stahlstempel selbst haftet in dieser Zone immer ein Betonschleier an, welcher die

Vertiefungen der Oberfläche ausfüllt. In der dritten erkennbaren Zone ist der UHPC nahe der Grenzfläche ausgebrochen. Der anhaftende Betonausbruch ist Abbildung 4.20 sowie in Abbildung 4.21 jeweils auf dem Stahlzylinder (links) gut ersichtlich. In dieser Zone muss die Verbundfestigkeit somit höher gewesen sein als die Kohäsion, sprich die Zugspannung des Betons. Das Versagen ist somit ein überwiegender Mischbruch in Grenzflächenschicht und Beton. Auch die angesprochene zweite Zone, welche den Übergang der Randzone bis zum Betonbruch darstellt, ist in den beiden Abbildungen erkennbar.

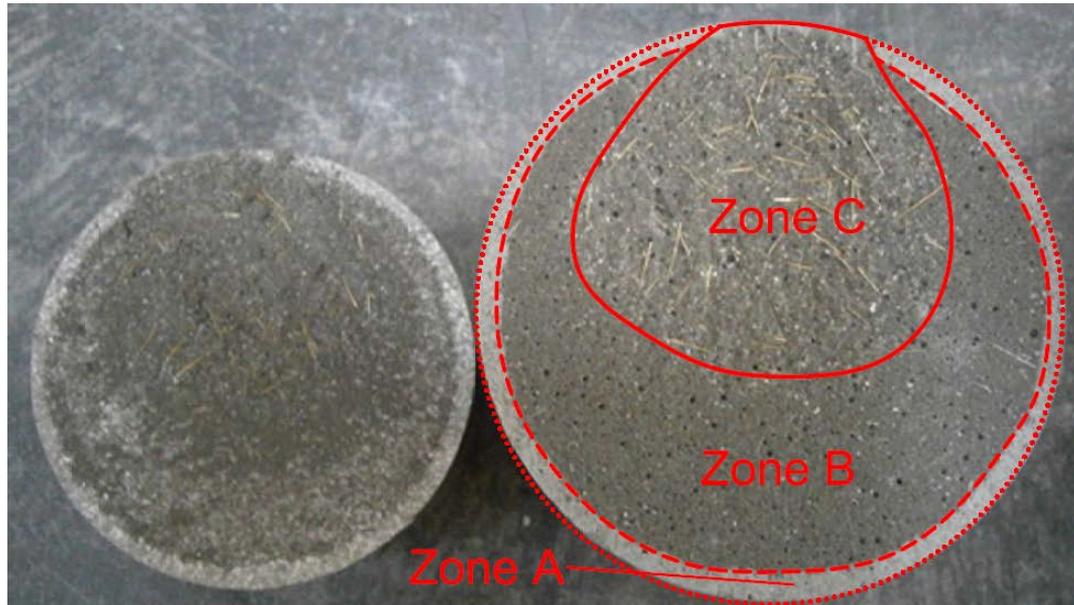


Abbildung 4.21: Bruchfläche UHPC mit Stahlfasern

Bei den Proben mit Stahlfasern konnte zudem beobachtet werden, dass nach dem Versagen eine gewisse Resthaftzugfestigkeit durch die Fasern bestehen bleibt, deren Enden jeweils in den verschiedenen Probekörperhälften verankert sind. Die beiden Hälften waren nur mit erheblichem Kraftaufwand voneinander zu trennen. Deshalb wurden die weiteren Proben mit der Prüfmaschine soweit belastet, bis sie gänzlich getrennt waren. Dieses Verhalten stellte sich auch bei den Proben mit Basaltfasern ein.

Die Grenzfläche selbst wurde jedoch von den Fasern nicht erreicht. Dies ist auch in Abbildung 4.21 ersichtlich, da man die Fasern lediglich in dem Bereich sieht, in dem Betonbruch auftrat und nicht in jenem, wo der Bruch in der Grenzflächenschicht stattfand. Dennoch liegen die Werte der Proben mit Stahlfasern geringfügig unter jenen der Proben ohne Fasern. Auch die Basaltfasern scheinen nicht bis in die Grenzflächenschicht zu gelangen und stören diese somit nicht. Erstaunlich ist jedoch, dass die Verbundproben mit den Basaltfasern trotz der steifen Konsistenz und den daraus resultierenden sehr großen Poren (auch in der Grenzflächenschicht) die größten Haftzugwerte erreichen. Abbildung 4.22 zeigt eine der Verbundproben mit Basaltfasern. Es sind die großen Poren sowie die Zonierung gut zu erkennen. Im Vergleich zu den anderen beiden Abbildungen der Bruchflächen sieht man

auch, dass die Randzone ein wenig größer ausfällt. Die Fasern sind aufgrund ihrer bräunlichen Farbe nur sehr schwer erkennbar.

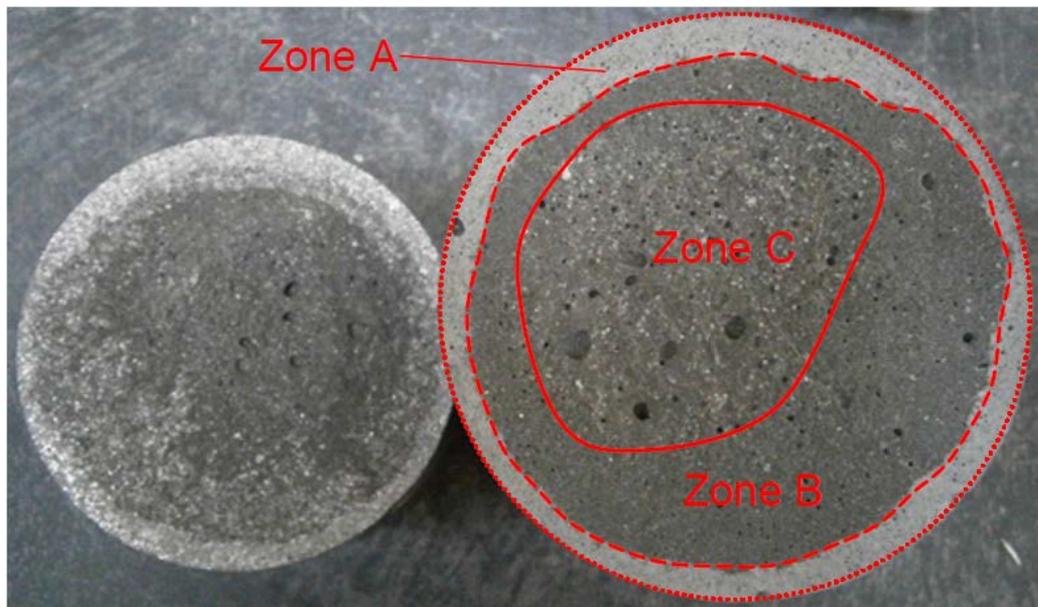


Abbildung 4.22: Bruchfläche UHPC mit Basaltfasern

Die Zonierung ist auch bei den Proben mit Normalbeton vorhanden. Dort ist sie jedoch nicht so deutlich erkennbar. Des Weiteren gibt es an diesen Proben Stellen, welche mit Schalöl in Kontakt kamen und somit keine Verbundfestigkeit ausbildeten. Diese Bereiche (Zone D) sind durch blanke schimmernde Stellen an der Stahloberfläche zu erkennen. Trotzdem kam es auch bei diesen Proben zu einem teilweisen Mischbruch.

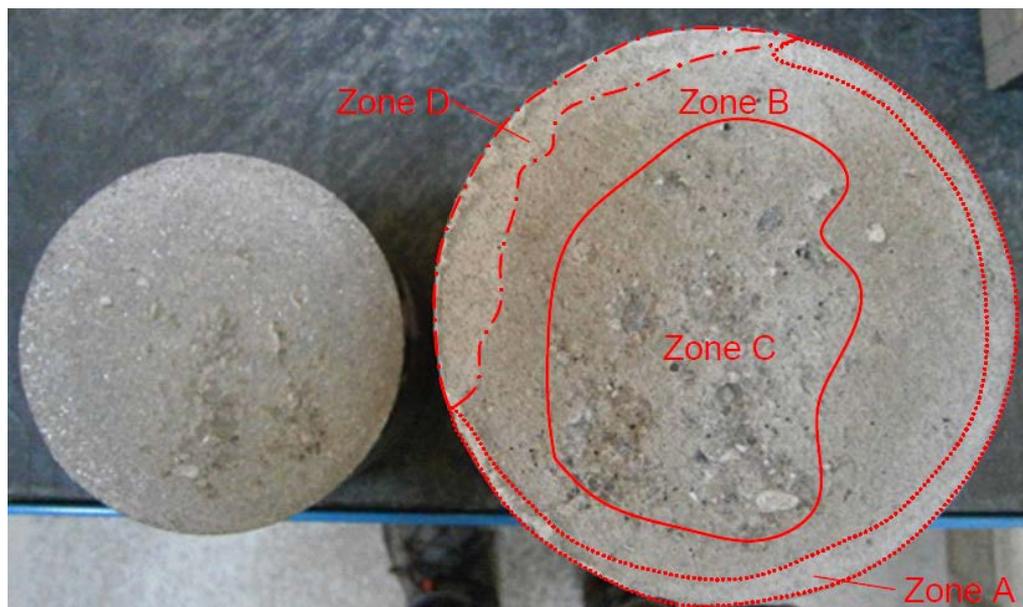


Abbildung 4.23: Bruchfläche Normalbeton

An den Flächen, die nicht mit Schalöl verunreinigt waren, bildete sich zumindest immer ein Grenzflächenbruch mit anhaftendem Betonschleier aus. Des Weiteren kam es teilweise zum Bruch von einzelnen Zuschlagskörnern bzw. dem Zementleim. Auch konnte beobachtet werden, dass manchmal die Verbundfuge des Zementleims zu größeren Zuschlagskörnern versagte (siehe dazu „wall effect“ in Kap. 3.1).

Aufgrund der Randzone, welche sich bei allen Probekörpern ausbildete, war es notwendig, eine Haftzugfestigkeit σ_{HZ} mit einer reduzierten Fläche zu berechnen. Dafür wurden von der geometrischen Fläche A_g die Bereiche der helleren Randzone abgezogen. Dies wurde mit Hilfe eines CAD-Programmes durchgeführt.

4.2.4 Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der ersten Versuchsreihe lagen weit unter den nach [10] erwarteten Werten. Im Zuge der Versuchsanalyse konnten vier mögliche Ursachen dafür erkannt werden. Dabei ist den ersten beiden Punkten eine höhere Bedeutung beizumessen als den anderen beiden.

- 1) Ungünstiges Verhältnis von Durchmesser d zu UHPC-Schichtdicke t_c (d/t_c)
- 2) Nur einseitige Behinderung der Schwindverformungen
- 3) UHPC-Korngrößenverteilung nicht auf die Oberflächenrauheit abgestimmt
- 4) Nicht exakt zentrische Zugbeanspruchung

Zur Prüfkörpergeometrie (Punkte 1 und 2)

Wie zuvor erwähnt (siehe Kapitel 3) entstehen durch die behinderten Schwindverformungen Spannungen in der UHPC-Schicht. In [10] wurde eine FEM-Analyse dieses Eigenspannungszustandes durchgeführt und man kam zu der Erkenntnis, dass das Verhältnis von Durchmesser zu Schichtdicke d/t_c einen großen Einfluss auf die Größe und den Verlauf der Eigenspannungen hat. Des Weiteren ist es von Bedeutung, ob die schwindinduzierten Verformungen beidseitig oder nur einseitig behindert werden.

Im Allgemeinen entstehen in der Verbundfuge am äußeren freien Rand der Probe Spannungsspitzen aufgrund der behinderten Verformung. Zum einen tritt dort das Maximum der vertikalen Spannungen (abhebende Zugkräfte) auf (siehe Abbildung 4.24 links), welche zum Zentrum hin zuerst in Druckspannungen umschlagen und dann abklingen und zum anderen sind die Schubspannungen in der Verbundfuge (siehe Abbildung 4.25 links) dort am größten. Sie nehmen nach innen jedoch rasch ab. Durch diese Verbundschubspannungen werden horizontale Zwangsspannungen (radiale und tangentielle Spannungen) eingeleitet, welche sich vom Rand her aufbauen und im Zentrum ihr Maximum erreichen (siehe Abbildung 4.26).

Bei den Untersuchungen zeigte sich, dass mit abnehmenden d/t_c -Verhältnis¹⁹ die abheben- den Zugspannungen am Rand größer werden und ihr Einfluss weiter ins Probeninnere reicht. Ein Vergleich der Spannungsverläufe von dünnen und dicken Schichten ist in Abbildung 4.24 ersichtlich. Im Falle der Schubspannungen verhält es sich etwas anders. Der Maximalwert ändert sich hierbei kaum. Jedoch ergibt sich ein vollkommen anderer Verlauf der Spannungen. Die Spannungsverläufe von unterschiedlich starken Schichten sind in Abbildung 4.25 abgebildet. Während die Schubspannungen bei dünnen UHPC-Schichten rasch abklingen, benötigt der lineare Verlauf, der sich bei dickeren Schichten einstellt, annähernd die gesamte Verbundfuge bis zur Mitte, um wieder auf null zu gelangen.

Für die horizontalen Zwangsspannungen gilt, dass sich bei dünnen Schichten ein zentrales Kreisfeld bildet, in welchem sie gleich groß sind und ihr Maximum erreichen. Es herrscht ein homogener Spannungszustand und da die Zwangsspannungen ihr maximales Niveau erreichen, liegt eine vollständige Dehnungsbehinderung vor. Mit abnehmenden d/t_c -Verhältnis bildet sich kein homogener Spannungszustand mehr aus und der Bereich mit gleichen radialen und tangentialen Zwangsspannungen reduziert sich auf einen Punkt im Probekörpermittelpunkt. Die Schwindverformungen in der Probekörpermitte sind nicht mehr vollständig behindert. (siehe Abbildung 4.26 und Abbildung 4.27)

Somit sind der Schubspannungsverlauf in der Verbundfuge, die Randzugspannungen und der zentrale Bereich mit einem homogenen Spannungszustand und voller Dehnungsbehinderung in der UHPC-Schicht vom Verhältnis Durchmesser zu Schichtdicke abhängig.

Man beachte die unterschiedliche Diagrammskalierung in Abbildung 4.24.

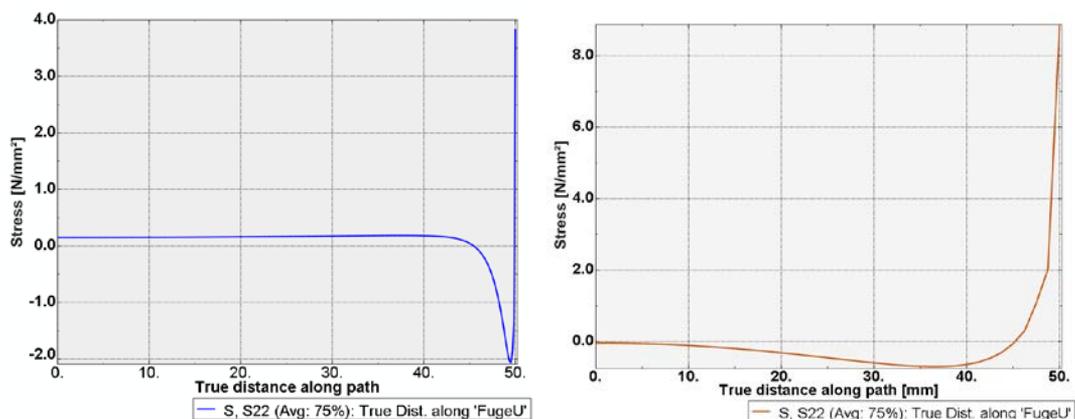


Abbildung 4.24: Vertikale Spannungen in der Verbundfuge: schlanke Schicht ($d/t_c=40:1$) links, gedrungenere Schicht ($d/t_c=2:1$) rechts [10]

¹⁹ Abnehmendes d/t_c -Verhältnis: gleichbleibender Durchmesser und dicker werdende UHPC-Schicht

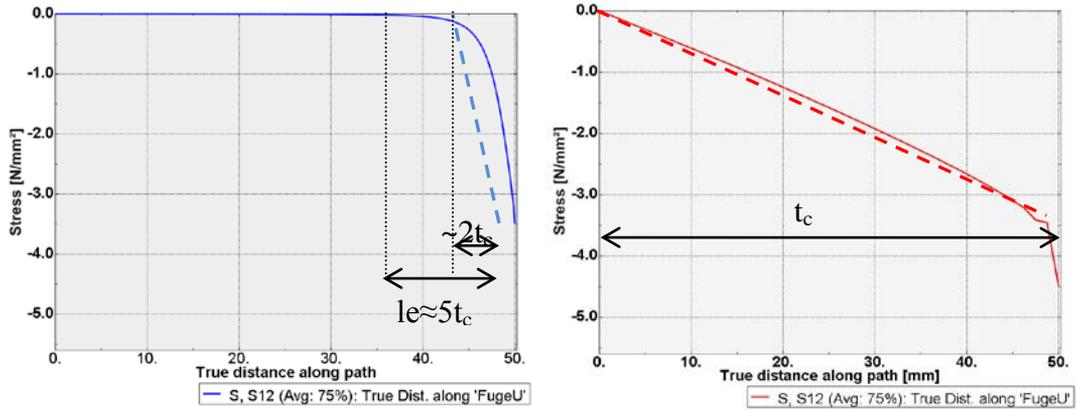


Abbildung 4.25: Schubspannungen in der Verbundfuge: schlanke Schicht ($d/t_c=40:1$) links, gedrungene Schicht ($d/t_c=2:1$) rechts [10]

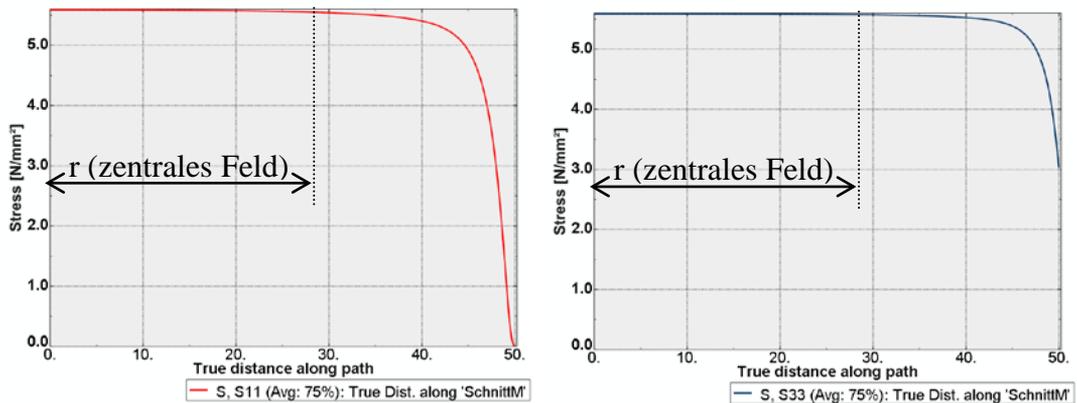


Abbildung 4.26: Horizontale Zwangsspannungen in Schichtmitte, schlanke Schicht ($d/t_c=40:1$): radiale Spannungen links, tangentiale rechts [10]

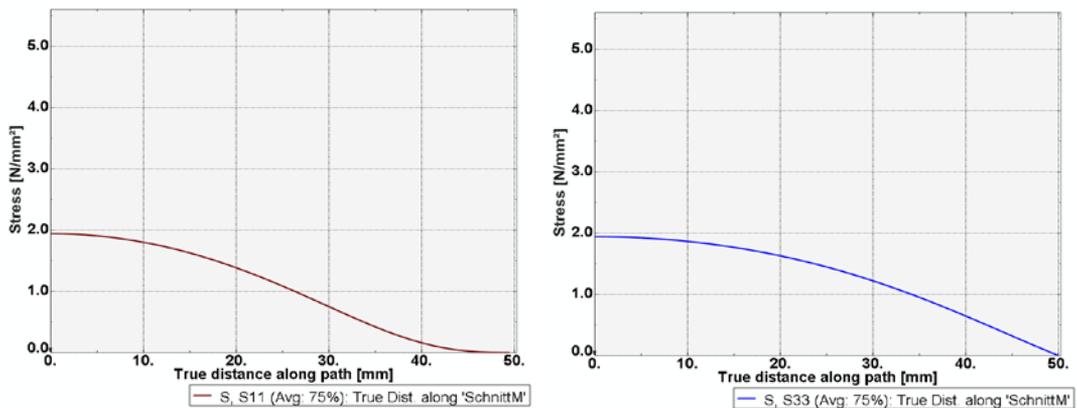


Abbildung 4.27: Horizontale Zwangsspannungen in Schichtmitte, gedrungene Schicht ($d/t_c=2:1$): radiale Spannungen links, tangentiale rechts [10]

Während die maximalen Schubspannungen sich nur geringfügig bei einem abnehmenden Verhältnis erhöhen, wachsen die vertikalen Randspannungen stark an. Dafür verändert sich jedoch die Verbundeinleitungslänge l_e (siehe Abbildung 4.25). Sie beträgt bei einem Ver-

hältnis von $d/t_c > 10:1$ zwischen 4 und 6 $\times t_c$. Bei einem Verhältnis $d/t_c < 10:1$ überschneiden sich die Verbundeinleitungsbereiche.

Bei nur einseitiger Schwindbehinderung erhöhen sich die abhebenden Randspannungen im Vergleich zur beidseitigen Behinderung bei gleichbleibendem d/t_c -Verhältnis. Des Weiteren vergrößert sich die Verbundeinleitungslänge, wodurch sich wiederum der Bereich des zentralen homogenen Spannungsfeldes entsprechend verkleinert.

Die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Probekörper weisen ein d/t_c -Verhältnis von 1,25:1 bei einseitiger Behinderung der Schwindverformung auf. Aus den vorangegangenen Erläuterungen ist somit ersichtlich, dass sich große abhebende Randspannungen aufgebaut haben müssen, wodurch sich die Zone A der Bruchflächen bildeten. Des Weiteren müssen sich die Verbundeinleitungslängen überschneiden haben und es waren über die volle Kontaktfläche Verbundschubspannungen aktiv. Somit konnte sich keine vollständige Dehnungsbehinderung ausbilden und es bildete sich auch kein zentrales Feld mit einem homogenen zweidimensionalen Spannungszustand mehr. Vielmehr entstand ein dreidimensionales Spannungsfeld, in dem neben den horizontalen auch vertikale Spannungen vorhanden waren.

Durch diese hohen Eigenspannungen (Schubspannung und vertikale Zugspannungen) war die Verbundfuge derart stark vorbelastet, dass sie nur mehr vergleichsweise geringe äußere Lasten (Prüflast) aufnehmen konnte, bevor es zum Versagen der Proben kam.

Zur Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilung der Betonrezepturen wurde im Vorfeld nicht auf die Oberflächenrauheit der Stahlkörper abgestimmt. Deshalb konnten nicht alle Bestandteile der Mischungen in alle Vertiefungen der Oberflächen eindringen und es entstand eine Grenzflächenschicht²⁰, in welcher der UHPC eine andere Zusammensetzung aufweist als in seinem ungestörtem Innerem. Aus geometrischen Gründen ist diese Störung der optimalen Packungsdichte an rauen Oberflächen, deren Rautiefen annähernd mit der Korngrößenverteilung des UHPC korrespondieren, am geringsten. Da die Mischungen jedoch nicht unter diesem Gesichtspunkt entwickelt wurden, liegt zwischen der Mittenrautiefe der Stahloberflächen von 25 μm (0,025 mm) und dem Größtkorn des UHPC von 0,8 mm eine relativ große Diskrepanz. Somit entstand vermutlich eine ausgeprägte Grenzflächenschicht mit ungünstigeren Materialeigenschaften als die des eigentlichen ultrahochfesten Betons. Deshalb kam es zu großen Flächen der Zone B, in welchen der Bruch in eben dieser Grenzflächenschicht stattfand.

²⁰ Siehe dazu Kapitel 3.2.3

Zum Versuchsaufbau

Bei der Untersuchung der Bruchflächengeometrie fiel eine Besonderheit sofort ins Auge. Es entstanden nämlich keine „symmetrischen“ Bruchformen mit einem annähernd kreisrunden Betonausbruch in der Mitte, welcher von den anderen beiden Zonen umgeben war, sondern durchgehend asymmetrische Bruchflächen. Der Betonausbruch verläuft bei fast allen Probekörpern in einem Streifen vom Zentrum zum Rand, während dem gegenüber liegend kein Betonausbruch zustande kam und nur Zone B (Grenzflächenbruch) auftrat (siehe Abbildung 4.28).

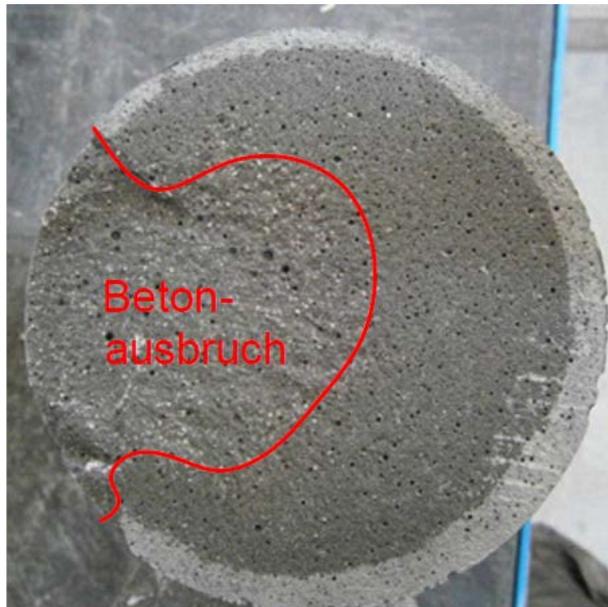


Abbildung 4.28: Betonausbruch vom Zentrum zum Rand hin

Aufgrund dieser Beobachtung liegt die Vermutung nahe, dass die Prüfbeanspruchung nicht vollkommen zentrisch erfolgte. Dies kann durch die kurze Gewindestange entstanden sein oder durch die, nach der Ablösung in Zone A, nicht mehr symmetrischen Verbundflächen. Wahrscheinlich ist eine Kombination beider Möglichkeiten. Ein weiteres Indiz dafür ist eine Beobachtung, welche gemacht wurde, als die Proben mit Stahlfasern mit Hilfe der Prüfmaschine nach dem Verbundversagen voneinander getrennt wurden. Dabei wurde ein klarer Versatz (siehe Abbildung 4.29) des unteren festen Probekörperteils und des nach der Trennung frei an der Gewindestange pendelnden oberen Teils ersichtlich. Durch die ungleichmäßige Belastung wurden einzelne Bereiche stärker belastet als andere, wodurch es lokal zu höheren Spannungen kam und die Haftzugfestigkeit überschritten wurde. Im Anschluss konnte die verbliebene Restfläche die Last nicht mehr aufnehmen und das Versagen trat ein.



Abbildung 4.29: Versatz zwischen unterem und oberem Probekörperteil

Mit letzter Sicherheit kann dies aber nicht bewiesen werden, da bei der Prüfung der Verbundprobekörper nicht explizit darauf geachtet wurde, ob der Ausbruch immer im selben Sektor der eingespannten Proben auftrat.

Aufgrund all dieser Einflussfaktoren wurden die Prüfkörpergeometrie und der Versuchsaufbau in der 2. Versuchsreihe dahingehend geändert, dass sie weitgehend ausgeschlossen werden können.

4.3 Haftzug- und Haftschiebversuche: 2. Versuchsreihe

In dieser 2. Versuchsreihe wurden sowohl Haftzug- als auch Haftschiebversuche durchgeföhrt. Dabei wurde eine gleichbleibende Betonrezeptur verwendet und die Ausführung der Verbundfuge zwischen Stahl und ultrahochfestem Beton wurde variiert. Ziel dieser Versuche war es einerseits die Verbundfuge mit der höchsten Haftzugfestigkeit zu ermitteln und andererseits die Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Stahl und UHPC zu messen, um anschließend einen Schubmodul der Verbundfuge für eine FE-Berechnung zu bestimmen (siehe Kapitel 5).

Ursprünglich war geplant, die Betonrezeptur für diese Versuche aufgrund der Erkenntnisse der 1. Versuchsreihe auszuwählen. Nach einem Zwischenbericht an den Auftraggeber des Forschungsprojektes kam jedoch von dessen Seite die Vorgabe keine Stahlfasern zu verwenden. Deshalb und wegen der schlechten Verarbeitbarkeit des mit Basaltfasern hergestellten UHPC blieb nur die Entwicklung einer neuen Rezeptur. Als Faserbewehrung kamen dabei Glasfasern zum Einsatz. Um zufriedenstellende Betoneigenschaften sicherzustellen, wurden im Vorfeld Druck-, Biegezug- sowie Frischbetonversuche durchgeföhrt, auf die in dieser Arbeit nicht eingegangen wird.

Im Gegensatz zu den vorangegangenen Versuchen kamen dieses Mal drei unterschiedlich ausgeführte Verbundfugen zum Einsatz. Zum einen wurden Probekörper erstellt, bei denen der UHPC wie in der 1. Versuchsreihe auf die blanke, sandgestrahlte Stahloberfläche²¹ aufgebracht wurde und zum anderen wurde die sandgestrahlte Stahloberfläche mit Epoxidharz beschichtet, in welches in feuchtem Zustand Basaltspalt eingestreut wurde. Hierbei wurden zwei verschiedene Epoxidharztypen verwendet. Die Stahlgüte entsprach auch bei diesen Versuchen einem Baustahl S355.

Parallel zu den Haftzug- und Haftschiebprobekörpern wurden verschiedene Probekörper für Begleitversuche hergestellt. Ermittelt wurden die Entwicklung der Druckfestigkeit, der E-Modul sowie die Spaltzugfestigkeit des glasfaserverstärkten UHPC. Zusätzlich wurden für jede Mischung²² die Frischbetoneigenschaften vor dem Einbringen bestimmt.

4.3.1 Probekörperherstellung

Die Basis für alle Probekörper dieser Versuchsreihe waren Stahlplatten von 300 mm Breite, 700 mm Länge und 10 mm Höhe. Die Schichtstärke des UHPC war wiederum mit 80 mm

²¹ Das Sandstrahlen verlief analog zu den Ausführungen in Kapitel 4.2.

²² Es war 300l Beton für alle Prüfkörper erforderlich und die max. Kapazität des Mischers lag bei 100l. Deshalb wurden drei Mischungen derselben Rezeptur zu je 100l erstellt.

vorgegeben (siehe Kapitel 4.2.1). In Abbildung 4.30 ist der Aufbau der Haftzug- und der Haftschiebproben schematisch dargestellt.

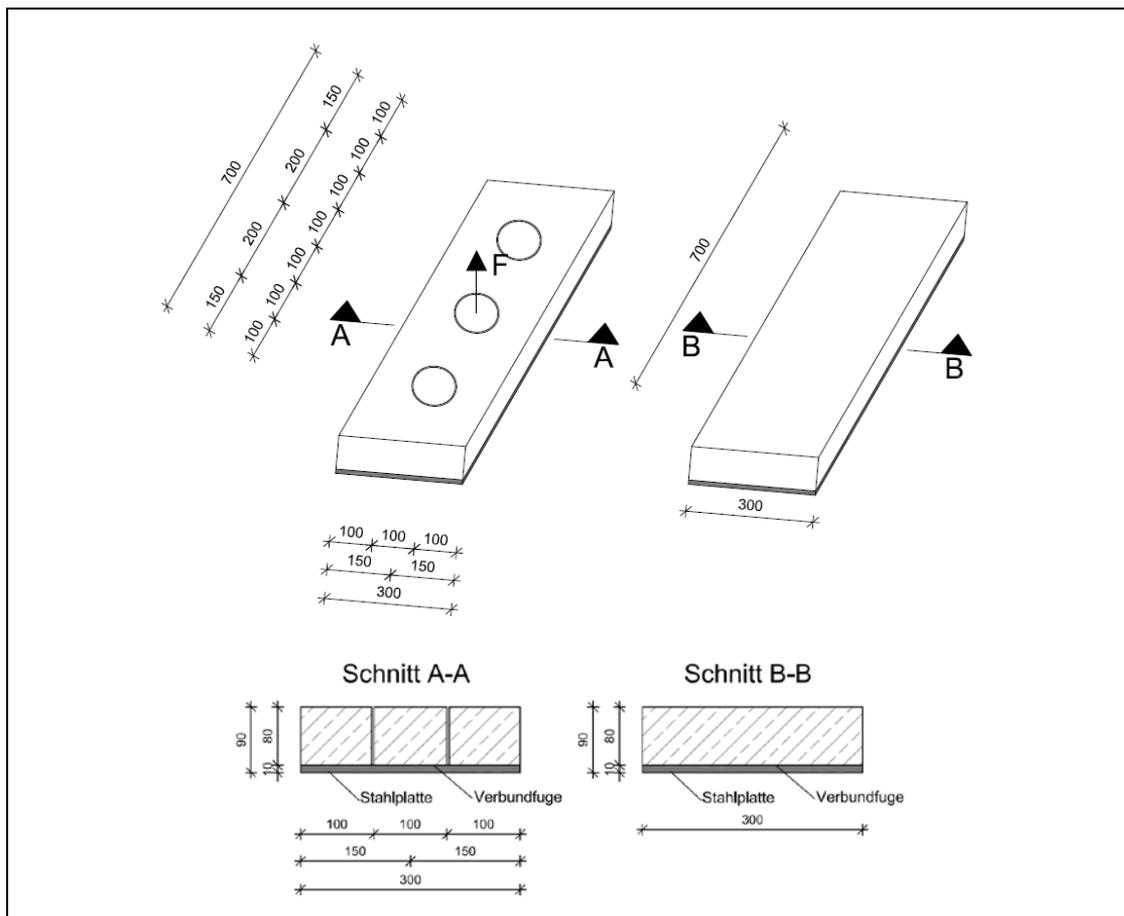


Abbildung 4.30: Haftzug- (links) und Haftschiebprobekörper (rechts), Maße in [mm]

Die Herstellung der Versuchskörper erfolgte anhand folgender Schritte:

- 1) Einseitige Oberflächenbehandlung der glatt angelieferten Stahlplatten durch Sandstrahlen.
- 2) Aufbringen einer 2 ÷ 3 mm starken Epoxidharzschicht (jeweils fünf Platten pro Epoxidharztyp).
- 3) Einstreuen von 10 ÷ 12 kg/m² Basaltsplitt (Korngröße 4 ÷ 8 mm) auf das frisch aufgebraute Epoxidharz.
- 4) Einbringen des UHPC und Verdichten der Schicht mit einem Oberflächenrüttler (siehe Abbildung 4.33, zwischen den Schalungen).
- 5) Schleifen der Betonoberfläche nach sieben Tagen Aushärtezeit.

Bis zu diesem Punkt war die Herstellung der Haftzug- und Haftschiebversuchskörper ident. Nachfolgende Punkte gelten nur mehr für die Haftzugkörper.

- 6) Bohren von drei Zylindern ($\varnothing = 100 \text{ mm}$) pro Platte bei je zwei Proben mit derselben Verbundfuge.
- 7) Aufkleben von Stahlzylindern auf die Kernbohrungen mittels Epoxidharz und Abstandhalter.
- 8) Lagerung bis zur Prüfung nach ca. 14 Tagen.

Die folgenden Abbildungen geben einen Überblick über die angeführten Schritte:



Abbildung 4.31: Stahlplatten vor (oben) und nach (unten) dem Sandstrahlen



Abbildung 4.32: Stahlplatte mit Epoxidharzbeschichtung (oben) und mit Basaltspliteinstreuung (unten)



Abbildung 4.33: Stahlplatten in der Schalung



Abbildung 4.34: Einbringen des UHPC



Abbildung 4.35: Probekörper mit "Elefantenhaut" (links oben), während des Schleifens (rechts) und nach dem Schleifen (links unten)



Abbildung 4.36: Bohren der Zylinder

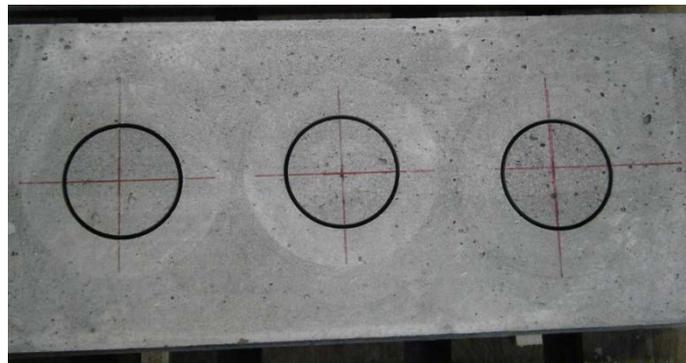


Abbildung 4.37: Probekörper mit gebohrten Zylindern



Abbildung 4.38: Aufkleben der Stahlzylinder für die Haftzugprüfung mit Abstandhalter

4.3.2 Versuchsaufbau Haftzugversuche

Für die Durchführung der Haftzugversuche dieser Versuchsserie wurde am LKI der TU Graz ein eigenes Prüfgerät gebaut. Es setzt sich aus einem Enerpac Hohlkolbenzylinder (RCH302) und einem M24 Gewindestab zusammen, welcher mit einem Dehnmessstreifen bestückt ist. Kalibriert wurde das Gerät bis zu einer Zugkraft von 150kN. Die Hydraulikpumpe wurde von Hand bedient, wodurch keine konstante Wegzunahme möglich war. In Abbildung 4.39 sieht man auf der rechten Seite das Messgerät in prüfbereitem Zustand. Der Zylinder wurde auf die Betonplatte gestellt und anschließend über dem aufgeklebten Stahlzylinder zentriert und mit diesem verschraubt. Anschließend wurde über die Pumpe (Abbildung 4.39 links) ein Druck auf den Kolben aufgebracht, welcher sich dadurch anhub und eine Zugkraft auf den Stahlzylinder aufbrachte. Die Kraft wurde bis zum Bruch gesteigert und über eine Messeinheit aufgenommen.



Abbildung 4.39: Hohlkolbenzylinder (oben) und Hydraulikpumpe (unten)

4.3.3 Ergebnisse Haftzugversuche

Die Prüffestigkeit der Haftzugproben errechnet sich nach Gleichung 4.1 auf die gleiche Weise wie, in Kapitel 4.2.3 beschrieben. Da es bei diesem Versuchsaufbau zu keiner Randzone ohne Haftverbund kam, entfällt die Notwendigkeit, eine zweite Haftfestigkeit mit einer reduzierten Probekörperfläche zu berechnen. In diesem Fall entspricht die Prüffestigkeit σ_p der Haftzugfestigkeit σ_{HZ} .

Verbundfugentyp	Versuchskörper	Prüfkraft F_{max} [N]	Geometrische Fläche A_g [mm ²]	Prüffestigkeit $\sigma_p = \sigma_{HZ}$ [N/mm ²]
Indubond VK4031	1	26100	7854	3,32 (*)
	2	24200	7854	3,07
	3	23100	7854	2,93
	4	17500	7854	2,22 (*)
	5	24300	7854	3,09
	6	23500	7854	2,98
	Mittelwert	23117	-	3,02
SikaDur-31	1	22400	7854	2,84
	2	23900	7854	3,04
	3	18800	7854	2,39 (*)
	4	22700	7854	2,88
	5	21500	7854	2,73
	6	21300	7854	2,70
	Mittelwert	21767	-	2,84
sandgestrahlter Stahl	1	21600	7854	2,74
	2	23000	7854	2,92
	3	20100	7854	2,55 (*)
	4	23400	7854	2,97
	5	22900	7854	2,91
	6	22700	7854	2,88
	Mittelwert	22283	-	2,88

(*) Ausreißer ermittelt mit Hilfe eines Boxplot

Tabelle 4.4: Zusammenstellung der Ergebnisse: 2. Versuchsreihe Haftzugversuche

Im Zuge der Auswertung der Versuchsergebnisse wurde für die einzelnen Verbundfugentypen ein Boxplot erstellt, um eventuelle Ausreißer zu ermitteln. Die Analyse ergab, dass vier der gemessenen Werte aus der Berechnung des Mittelwertes ausgeschlossen werden mussten (siehe Tabelle 1.1).

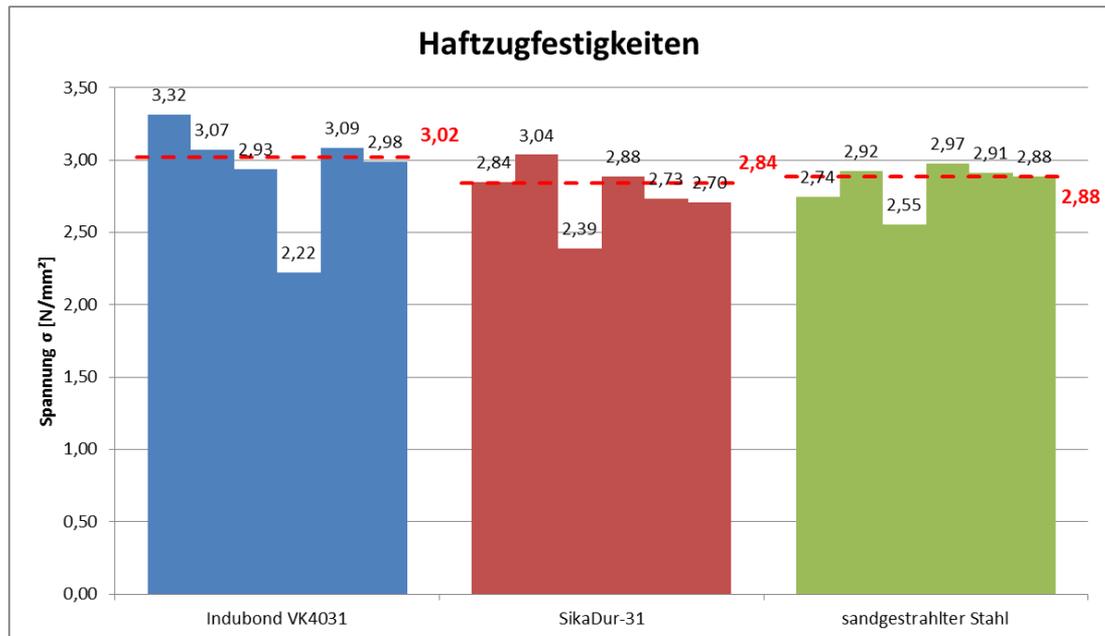


Abbildung 4.40: Grafische Darstellung der Ergebnisse: 2. Versuchsreihe Haftzugversuche

Obwohl zwischen den gemessenen Festigkeiten der beiden Epoxidharzfugen ein relativ großer Unterschied besteht, weisen die Proben eine nahezu identische Bruchfläche auf (siehe Abbildung 4.41).



Abbildung 4.41: Bruchbild Indubond 2 (links) SikaDur 2 (rechts)

Das Versagen trat ausschließlich in der Verbundfuge auf. Eine „eindeutige“ Schwachstelle konnte jedoch nicht identifiziert werden, da der Verbund der Basaltkörner sowohl zum Epoxidharz als auch zum Beton gleichermaßen versagte. Zusätzlich kam es zum Kornbruch der Basalteinstreuung in den Bereichen, wo der Verbund zu beiden Verbundpartnern ausreichend stark war. Im Randbereich der zylindrischen Probekörper kam es auch teilweise zum Betonbruch. Diese Bereiche beschränkten sich jedoch auf einen sehr geringen Prozentsatz der Haftfläche.

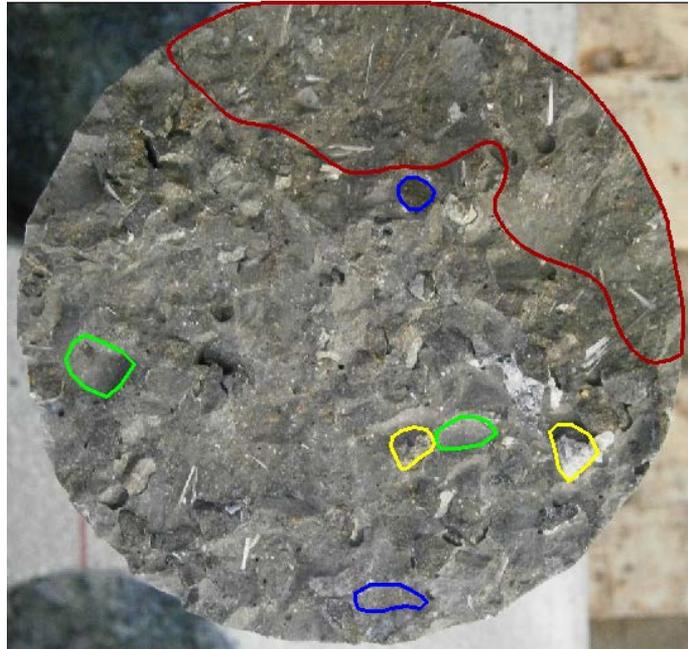


Abbildung 4.42: Bruchfläche Indubond 2

In Abbildung 4.42 ist die Bruchfläche des zweiten Indubond-Prüfkörpers zu sehen. Die verschiedenen Versagensarten wurden vereinzelt farblich hervorgehoben. Rot umrandet ist die Betonbruchzone am Rand des Bohrkernes und Blau umrandet gebrochener Basaltsplitt. Grün zeigt die Umrandung von Vertiefungen im UHPC, wo das Basaltkorn im Epoxidharz haften blieb und Gelb einige Körner deren, Verbund zum Beton stärker war als zum Epoxidharz.

Die beiden unteren Ausreißer der Epoxidharzfugen konnten auch anhand der Bruchfläche identifiziert werden. Im Vergleich zu den restlichen Bruchbildern ist bei diesen beiden eine große Fläche erkennbar, wo durchwegs der Verbund zwischen Harz und Einstreuerung versagte. Diese Fläche ist in Abbildung 4.43 durch die hellgraue Färbung sehr gut ersichtlich.



Abbildung 4.43: Bruchfläche Indubond 4 (links) und SikaDur 3 (rechts)

Der dritte Verbundfugentyp „sandgestrahlter Stahl“ erzielte durchwegs sehr gute Ergebnisse. Im Mittel liegt er zwischen den beiden Epoxidharzfugen. Auch bei diesen Proben trat der Bruch durchwegs in der Verbundfuge auf. Auffallend an der Bruchfläche war, dass am Rand häufig ein ringförmiger Betonbruch zu beobachten war, während in der Mitte eine sehr glatte Betonoberfläche entstand. Abgesehen von den Zonen mit Betonbruch blieb am Stahl immer ein Haftschiefer zurück (siehe Abbildung 4.44).



Abbildung 4.44: Bruchfläche sandgestrahlter Stahl 2

Schlussfolgerungen

Die Verbundfugen mit Epoxidschicht wurden ähnlich aufgebaut wie jene in den Pilotprojekten bzw. Kleinversuchen in den Niederlanden (siehe hierzu Kapitel 2.3.1), um einen Vergleich ziehen zu können. Rein von den erzielten Prüfwerten lagen die hier durchgeführten Versuche im Bereich der niederländischen mit einer Einstreuung aus Granit ($2,96 \text{ N/mm}^2$). Die Haftzugfestigkeiten, welche mit Bauxit in der Verbundfuge ($4,81 \text{ N/mm}^2$) erreicht wurden liegen, jedoch weit darüber. Augenscheinlich weisen Basalt und Granit ähnliche Eigenschaften hinsichtlich des Verbundverhaltens auf, während Bauxit einen engeren Kontakt mit seinen Verbundpartnern eingeht.

Der Unterschied der erreichten Haftzugfestigkeiten zwischen den verwendeten Epoxidtypen ist auf diese selbst zurückzuführen, da sie die einzige Variable der verschiedenen Probekörper waren. Da der Verbund zwischen Basaltsplitt und beiden Epoxidharzen bis auf jeweils einen Ausreißer gut funktionierte, muss es bei den entsprechenden Probekörpern zu lokalen Fehlstellen gekommen sein. Vermutlich wurde die Einstreuung genau an diesen Stellen zu wenig fest angedrückt, wodurch sich keine ausreichende Einbindetiefe der Basaltkörner in das Epoxidharz ergab.

Für eine weitere Steigerung der Haftzugfestigkeit könnten verschiedene Einstreumaterialien, Epoxidschichtstärken (für eine bessere Einbindung der Körner) sowie Korngrößen untersucht werden.

Die Prüfkörper der sandgestrahlten Verbundfuge erreichten Haftzugwerte, welche im Mittel zwischen 11% und 36% höher waren als jene der 1. Versuchsreihe. Dies wird auf den veränderten Versuchsaufbau zurückgeführt. Im Unterschied zu den Proben der vorangegangenen Versuchsreihe konnte sich die Haftzugfestigkeit dieses Mal über ca. sieben Tage ungestört von den schwindinduzierten Eigenspannungen (siehe hierzu Kapitel 4.2.4) aufbauen. Die Eigenspannungen bildeten sich natürlich auch bei diesem Versuchsaufbau. Die hohen Schubspannungen und abhebenden Zugkräfte entstanden jedoch am Rand der Platte und nicht am 100mm entfernten Rand des Probezylinders. Durch die Kernbohrung am siebten Tag nach der Herstellung der Probekörper kam es zwar zu denselben abhebenden Kräften am Rand der Zylinder, aber der Haftverbund muss bereits groß genug gewesen sein, um sie aufzunehmen. Somit wurde das Aufschüsseln des Betons und dadurch das Ablösen der Randzone vom Stahl verhindert. Hierin ist auch der ringförmige Betonbruch bei den Probekörpern zu erklären. Während im Zentrum der Prüfzylinder lediglich die Kräfte der zentrischen Zugprüfung wirkten, überlagerten sich diese am Rand mit den abhebenden Kräften der Eigenspannungen und es resultierte dort somit eine höhere Zugspannung als in der Mitte, wodurch es zum Betonbruch kam.

4.3.4 Versuchsaufbau Haftschiebversuche

Nach 14 Tagen Lagerung wurden die neun Haftschiebprobekörper einem 3-Punkt-Biegeversuch unterzogen. Der Versuch wurde mit der Universalprüfmaschine „Beta 1000“ durchgeführt. Diese wurde mit einer Lasteinleitungsrolle (maximal mögliche Druckkraft 250 kN) und zwei Rollenauflegern ausgestattet. Eines der Rollenlager war im rechten Winkel zur Probenlängsrichtung kippbar. Die Versuchskörper wurden mit jeweils 50 mm Überstand auf den Rollen gelagert, wodurch sich eine effektive Stützweite von 600 mm ergab. Abbildung 4.45 zeigt schematisch den Versuchsaufbau.

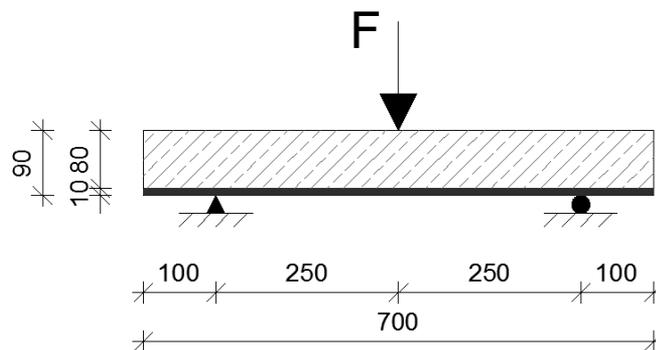


Abbildung 4.45: Skizze des Versuchsaufbaus

Die Versuche wurden weggeregelt mit einer Wegzunahme von 0,4 mm/min durchgeführt, wobei zuerst bis zu einer Druckkraft von 140 kN belastet, anschließend auf 4 kN entlastet und dann bis zum Bruch der Probekörper wiederbelastet wurde.

Die zu erfassenden Messgrößen waren die Durchbiegung in Probenmitte, die Relativverschiebung (Schlupf) zwischen UHPC und Stahl an den Viertelpunkten der Stützweite sowie an den Stirnseiten und die aufgebrachte Druckkraft. Eine Skizze des Messkonzeptes ist in Abbildung 4.46 dargestellt und die dazugehörigen Bezeichnungen sind Tabelle 4.5 zu entnehmen.

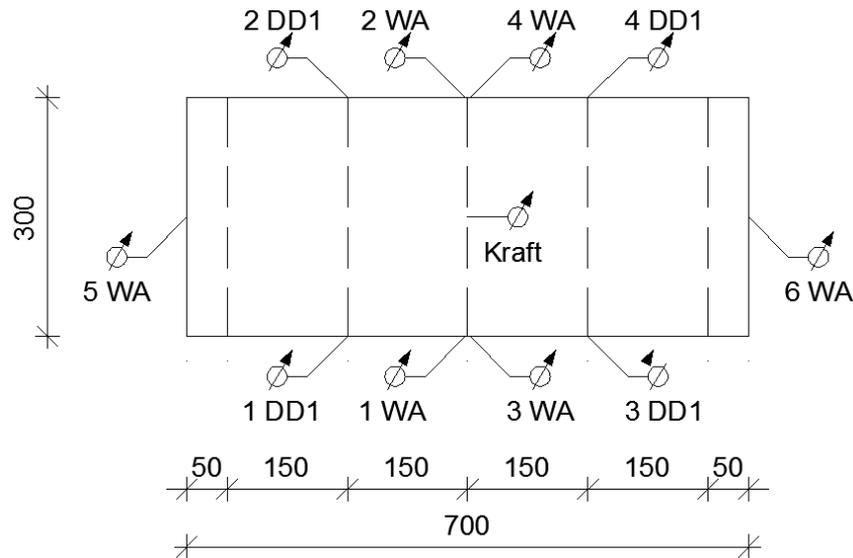


Abbildung 4.46: Skizze des Messkonzeptes

Bezeichnung	Aufnehmer	Lage	Messgröße
1 ... 4 DD1	Dehnungsaufnehmer	Längsseite der Platte in den Viertelpunkten	Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton
1 ... 4 WA	Induktive Wegaufnehmer	Längsseite der Platte neben Lasteinleitungsrolle	Durchbiegung
5 ... 6 WA	Induktive Wegaufnehmer	Stirnseite der Platte	Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton
Kraft	Kraftmesseinrichtung Beta 1000	Integriert in die Prüfmaschine	Aufgebrachte Prüflast

Tabelle 4.5: Bezeichnung und Lage der Messeinheiten

Die Schlupfmessungen an den Viertelpunkten wurde von Dehnungsaufnehmer (HDB DD1) durchgeführt, während der Schlupf an den Stirnseiten sowie die Durchbiegung von induktiven Standard-Wegaufnehmern (HDB WA) erfasst wurden.



Abbildung 4.47: Versuchsaufbau

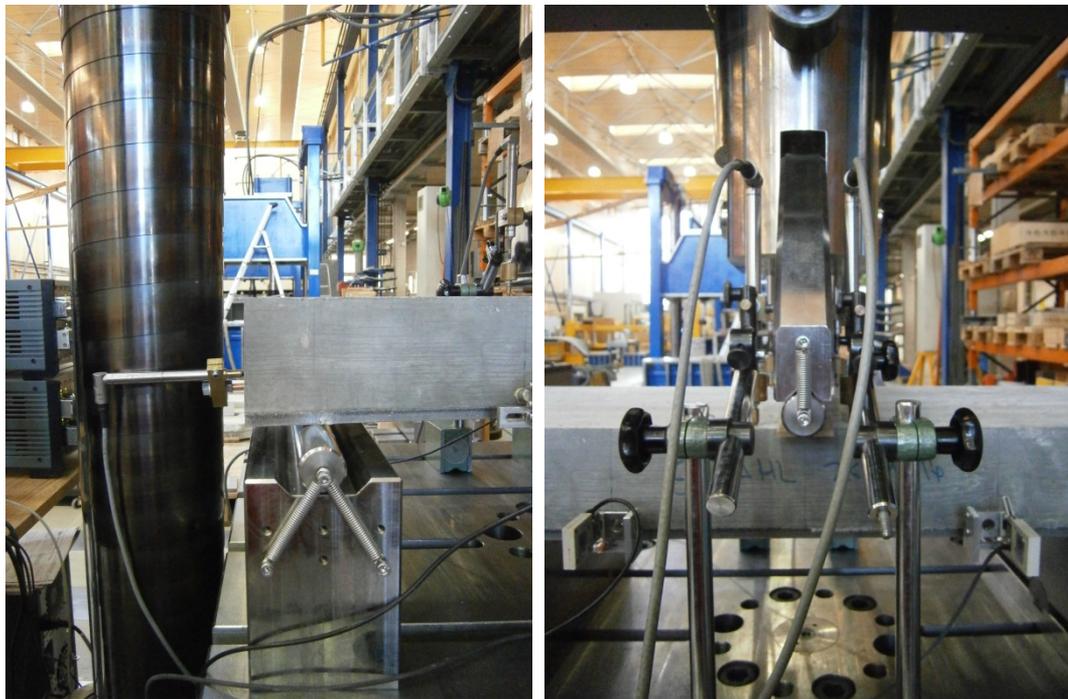


Abbildung 4.48: Induktiver Wegaufnehmer Stirnseite (links) Induktive Wegaufnehmer und Dehnungsaufnehmer Längsseite (rechts)

Die Position der Wegaufnehmer, welche die Durchbiegung aufnehmen, war 30 mm von der Lasteinleitungsrolle und 10 mm vom Betonrand entfernt. Aus geometrischen Gründen wurden die Schlupfmessungen an den Stirnseiten nicht in der Prüfkörpermitte durchgeführt, sondern um 20 mm versetzt.

4.3.5 Ergebnisse Haftschubversuche

In Tabelle 4.6 sind die wesentlichen Ergebnisse der Haftschubversuche zusammengestellt. Es wird unterschieden zwischen der maximal gemessenen Druckkraft F_{\max} , welche in weiterer Folge als Bruchlast bezeichnet wird und der Prüfkraft F_1 , bei welcher der erste Kraftabfall in der Messung aufgezeichnet wurde. Daneben werden die zugehörigen Durchbiegungen in Feldmitte w_{\max} und w_1 angegeben. Während w_{\max} als absoluter Wert aus der Messung hervorgeht, ist w_1 um die Verformung, die nach der Hysterese erhalten bleibt, abgemindert. In Abbildung 4.49 und 4.50 sind die Bruchlast und die max. Durchbiegung grafisch dargestellt.

Verbundfugentyp	Versuchskörper	Bruchlast F_{\max} [kN]	Prüflast F_1 [kN]	Maximale Durchbiegung w_{\max} [mm]	Durchbiegung w_1 [mm]
Indubond VK4031	1	231,41	230,09	1,45	1,20
	2	199,45	196,54	1,82	1,10
	3	248,09	248,09	1,37	1,27
	Mittelwert	226,32	224,91	1,55	1,19
SikaDur-31	1	224,90	224,90	1,24	1,14
	2	218,62	218,62	1,32	1,20
	3	239,79	239,79	1,33	1,19
	Mittelwert	227,77	227,77	1,30	1,18
sandgestrahlter Stahl	1	199,44	199,44	1,03	0,97
	2	195,37	195,37	1,18	1,03
	3	210,19	210,19	1,17	1,03
	Mittelwert	201,67	201,67	1,13	1,03

Tabelle 4.6: Zusammenstellung der Ergebnisse: 2. Versuchsreihe Haftschubversuche

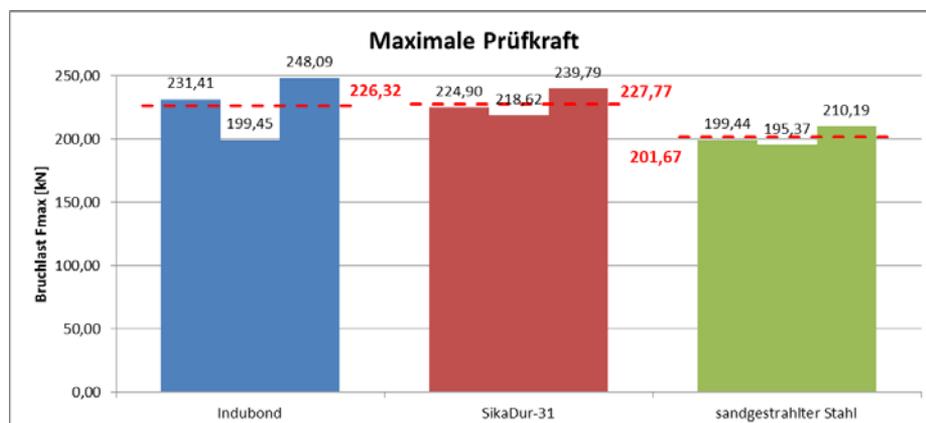


Abbildung 4.49: Grafische Darstellung der Bruchlast F_{\max}

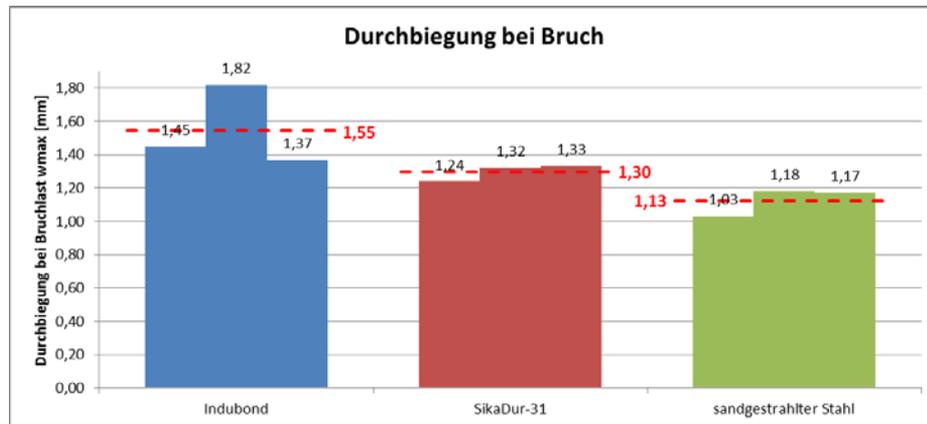


Abbildung 4.50: Grafische Darstellung der maximalen Durchbiegung w_{\max}

Die erreichten Bruchlasten liegen bei allen neun Verbundkörpern im Bereich von 200 kN. Die Versuchskörper mit Epoxidharzfuge liegen, bis auf eine Ausnahme, alle darüber, während die sandgestrahlte Stahlfuge zweimal knapp darunter und einmal darüber liegt. Das Bruchbild (siehe Abbildung 4.51) sieht bei allen Proben ähnlich aus. Kurz vor der maximal erzielten Last traten feine Schubrisse im Ultrahochleistungsbeton auf, die anschließend bis zum Versagen anwuchsen. Daraus ist auch die Prüfkraft F_1 abgeleitet. Beim Entstehen des ersten Haarrisses im Beton nimmt die Verformung sprunghaft zu und die Prüfkraft (weggeleiteter Versuch) fällt dadurch kurzfristig ab. Anschließend kommt es zur neuerlichen Belastung des Probekörpers, wobei dieselbe Kraft noch einmal bzw. eine höhere Bruchkraft erreicht werden kann. Die Prüfkraft F_1 ist somit jene Druckkraft, bei der der erste Schubriss entsteht. Die Bruchlast hingegen ist jene, bei der es zum Versagen des Probekörpers kommt und der Versuch beendet wird.



Abbildung 4.51: Probekörper SikaDur 1

Das Versagen trat, wie zu erwarten war, bei den Versuchskörpern mit Epoxidharz etwas duktiler ein als bei jenen mit reiner Stahlfuge. Dennoch verhielten sich alle Verbundfugen relativ starr, wodurch auch keine aussagekräftige Ergebnisse für den Schlupf gemessen wer-

den konnten. Größere Verformungen in der Fuge traten erst während des Risswachstums auf, bis schließlich der hintere Prüfkörperteil seinen Verbund zur Stahlplatte verlor und abhob, wie in Abbildung 4.52 ersichtlich.



Abbildung 4.52: Probekörper Indubond 1

Die sandgestrahlten Verbundfugen versagten durchgehend sehr spröde. Die erhöhte Verformungszunahme in der Verbundfuge blieb aus und es trat ein plötzlicher Bruch kurz nach der Entstehung des Schubrisses auf.

Des Weiteren konnten, vorwiegend bei den Probekörpern mit Epoxidharz, bei weiterer Laststeigerung nach dem Entstehen des Schubrisses sekundäre Biegerisse oberhalb des offenen Risses beobachtet werden. Abbildung 4.53 zeigt rot umrandet einen solchen Biegeriss. In Abbildung 4.54 sieht man, dass der Riss über die gesamte Prüfkörperbreite verläuft.

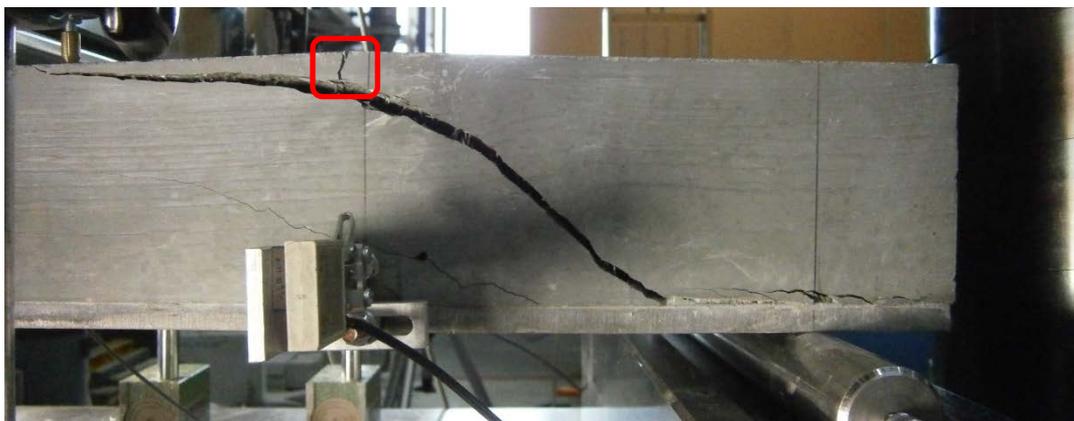


Abbildung 4.53: Probekörper SikaDur 2 mit Biegeriss an der Oberseite



Abbildung 4.54: Probekörper SikaDur 2: Draufsicht

Biegerisse in der Zugzone des UHPC konnten hingegen nicht beobachtet werden. Dies ist auf den guten Verbund und den hohen „Bewehrungsgrad“ (wenn man die Stahlplatte als Bewehrung ansieht) zurückzuführen. Die Risse müssen zwar vorhanden gewesen sein, aber durch die gute Verbundwirkung waren sie so fein, dass sie mit bloßem Auge nicht wahrgenommen werden konnten. Bei einzelnen Proben öffnete sich dennoch gleichzeitig mit dem Schubriss ein etwas größerer Biegeriss, wie Abbildung 4.55 (Biegeriss rot umrandet) zeigt.

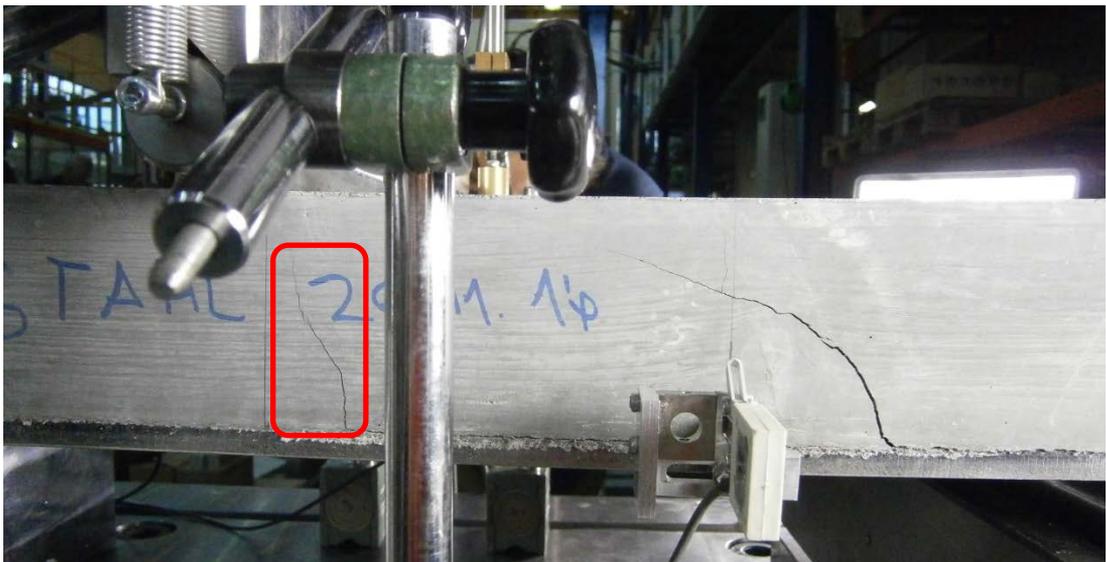


Abbildung 4.55: Probekörper sandgestrahlter Stahl 1 mit Biegeriss

Bei der Prüfung des Versuchskörpers Indubond 2 wurde ersichtlich, dass es innerhalb eines Balkens zu keinem wesentlichen Unterschied in der Querkrafttragfähigkeit kommt. Nachdem der erste Schubriss (1 in Abbildung 4.56) auf einer Seite entstanden war und sich be-

reits weit geöffnet hatte, kam es dennoch zu einer weiteren Laststeigerung und ein weiterer Schubriss (2 in Abbildung 4.56) in der zweiten Probekörperhälfte konnte entstehen. Dieser öffnete sich noch stärker als der erste und führte schließlich zum Versagen.



Abbildung 4.56: Probekörper Indubond 2

Nachdem die Versuche beendet waren, wurde der abgescherte Teil der Probekörper entfernt und die Verbundfuge begutachtet. Dabei wurde festgestellt, dass - wie schon bei den Haftzugversuchen - ein starker Mischbruch auftrat. Die Einstreung wurde sowohl aus dem Epoxidharz als auch aus dem Beton gerissen. Ein Abscheren der Einstreung konnte indes eher selten beobachtet werden. Bei den sandgestrahlten Verbundfugen verhielt es sich hingegen so, dass der Stahl sehr blank zum Vorschein kam und trotz der hohen Prüflasten kein Haftschleier zurückblieb wie bei den Haftzugversuchen. Abbildung 4.57 zeigt zwei Verbundfugen nach dem Versuch.

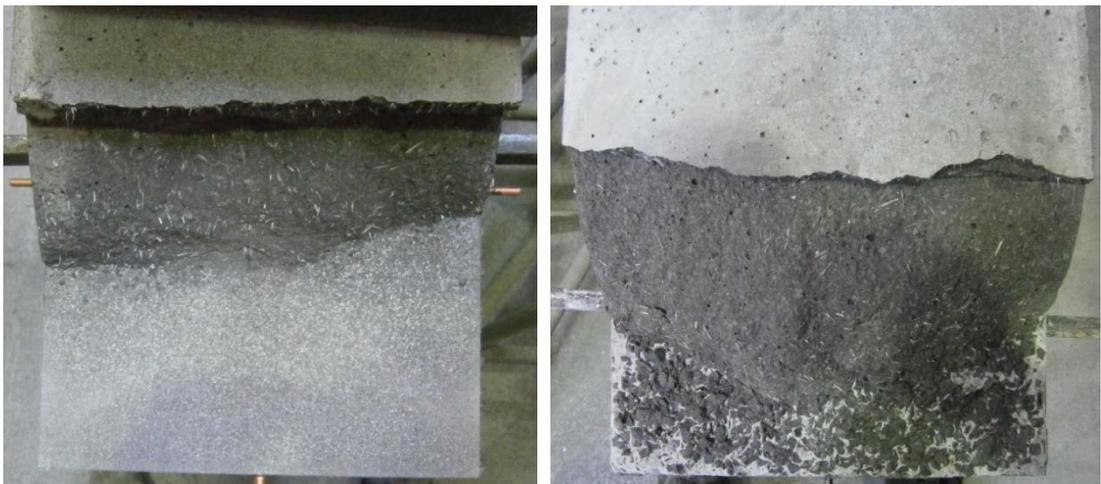


Abbildung 4.57: Verbundfuge sandgestrahlter Stahl 3 (links) und SikaDur 2 (rechts)

5 Ermittlung der Verbundfugensteifigkeit

In der Theorie können drei Fälle des Verbundes zwischen den Bauteilen Stahl und Beton unterschieden werden:

- 1) Kein Verbund
- 2) Elastischer Verbund
- 3) Starrer Verbund

In realen Verbundbauteilen liegt in der Regel elastischer bzw. nachgiebiger Verbund vor. Eine Tragwirkung ohne Schlupf (starrer Verbund) oder mit Schlupf ohne Zwang (kein Verbund) stellen lediglich die Grenzfälle des elastischen Verbundes dar. Während die Berechnung der beiden Grenzfälle nach der Elastizitätstheorie keine großen Schwierigkeiten bereitet, kann die Lösung des elastischen Verbundes sehr komplexe Formen annehmen. [17]

Im Folgenden wird anhand der Versuchsergebnisse der Verbundfaktor der Probekörper ermittelt. Aufgrund der begrenzten Zugfestigkeit des UHPC und der somit möglichen Rissbildung ist die Vorgehensweise allerdings nicht vollkommen exakt. Durch den hohen Bewehrungsgrad (die Stahlplatte wird in diesem Fall als Bewehrung angesehen) ist die Rissbreite jedoch sehr gering und es kann davon ausgegangen werden, dass sich die Abweichungen in Grenzen halten.

5.1 Theoretische Grundlagen

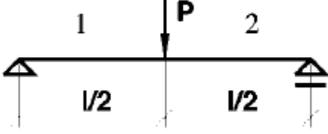
In der 2. Versuchsreihe (siehe Kapitel 4.3) wurden für die verschiedenen Verbundfugentypen 3-Punkt-Biegeversuche durchgeführt, wobei sowohl der Schlupf (Relativverschiebung zwischen Stahl und UHPC) als auch die Durchbiegung messtechnisch erfasst wurde. Mit Hilfe dieser Größen wird anschließend die effektive Verbundwirkung, welche über den Verbundfaktor β_{eff} ausgedrückt wird, bestimmt. Ist die Größe der Verbundwirkung bekannt, können daraufhin alle Teilquerschnittsgrößen (Moment im Beton bzw. Stahl, Normalkraft und Schubfluss) ermittelt werden. Als letzter Schritt kann der Schubmodul G_F der Verbundfuge berechnet werden.

Der Verbundfaktor β_{eff} gibt das Verhältnis der Verbundbiegesteifigkeit $EA \cdot d^2$ zur Summe der Eigenbiegesteifigkeiten EI wieder. Bei starrem Verbund erreicht er sein Maximum und ohne Verbund wird er zu Null. Alle Gleichungen für den starren Verbund lassen sich dadurch auch für den Fall ohne Verbund verwenden, wenn man den Verbundfaktor gleich Null setzt. Für den Fall des elastischen Verbundes muss der β -Wert somit zwischen den Werten für ohne bzw. starren Verbund liegen.

Im Folgenden werden die nötigen Gleichungen für die Berechnung des Fugenschubmoduls angegeben. [17]

$$\beta_{starr} = \frac{EA \cdot d^2}{EI} = \frac{E_c \cdot A_c \cdot E_a \cdot A_a \cdot d^2}{(E_c \cdot A_c + E_a \cdot A_a) \cdot (E_c \cdot I_c + E_a \cdot I_a)} \quad 5.1$$

Momentengleichung für das System des 3-Punkt-Biegeversuches [17]:



$$M_{1(x)} = \frac{P \cdot x}{2} \quad (0 \leq x \leq l/2)$$

$$M_{2(x)} = \frac{P \cdot (l - x)}{2} \quad (l/2 \leq x \leq l) \quad 5.2$$

Gleichungen für den Schlupf s und die Durchbiegung w [17]:

$$s = \int \frac{M \cdot d}{EI \cdot (1 + \beta_{eff})} dx \quad 5.3$$

$$w = \iint \frac{M}{EI \cdot (1 + \beta_{eff})} dx^2 \quad 5.4$$

Setzt man Gleichung 5.2 in 5.3 bzw. 5.4 ein und löst das Integral in den Bereichsgrenzen 0 und $l/2$ sowie $l/2$ und l , so erhält man die maximale Durchbiegung in Feldmitte w_{max} . Um den Schlupf an der Stelle zu ermitteln, an welcher die Schlupfmessung durchgeführt wird, löst man das Integral in den Grenzen zwischen $l/2$ und $l/4$ für s_1 und zwischen $l/2$ und $3/4l$ für s_2 :

$$s_1 = \frac{d}{EI \cdot (1 + \beta_{eff})} \cdot \int_{l/4}^{l/2} \frac{P \cdot x}{2} dx = \frac{3 \cdot P \cdot l^2 \cdot d}{64 \cdot EI \cdot (1 + \beta_{eff})}$$

$$s_2 = \frac{d}{EI \cdot (1 + \beta_{eff})} \cdot \int_{l/2}^{3/4l} \frac{P \cdot (l - x)}{2} dx = \frac{3 \cdot P \cdot l^2 \cdot d}{64 \cdot EI \cdot (1 + \beta_{eff})} \quad 5.5$$

$$w_1 = \frac{1}{EI \cdot (1 + \beta_{eff})} \cdot \iint_0^{l/2} \frac{P \cdot x}{2} dx^2 = \frac{P \cdot l^3}{96 \cdot EI \cdot (1 + \beta_{eff})}$$

$$w_2 = \frac{1}{EI \cdot (1 + \beta_{eff})} \cdot \iint_{l/2}^l \frac{P \cdot (l - x)}{2} dx^2 = \frac{P \cdot l^3}{96 \cdot EI \cdot (1 + \beta_{eff})} \quad 5.6$$

$$w_{max} = w_1 + w_2 = 2 \cdot \frac{P \cdot l^3}{96 \cdot EI \cdot (1 + \beta_{eff})} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot EI \cdot (1 + \beta_{eff})}$$

Stellt man die Gleichungen für die maximale Durchbiegung in Feldmitte bzw. den Schlupf an den Auflagern nach β_{eff} um, so erhält man die Größe der erzielten Verbundwirkung.

Anschließend lassen sich die Teilquerschnittsgrößen wie folgt bestimmen [17]:

$$M_c = \frac{E_c \cdot I_c}{EI \cdot (1 + \beta_{eff})} \cdot M \quad 5.7$$

$$M_a = \frac{E_a \cdot I_a}{EI \cdot (1 + \beta_{eff})} \cdot M \quad 5.8$$

$$N = \frac{\beta_{eff}}{(1 + \beta_{eff})} \cdot \frac{M}{d} \quad 5.9$$

$$T = \frac{\beta_{eff}}{(1 + \beta_{eff})} \cdot \frac{V}{d} \quad 5.10$$

M_c bzw. M_a ... Biegemoment im Beton- bzw. im Stahlquerschnitt

E_c bzw. E_a ... Elastizitätsmodul Beton bzw. Stahl

EI ... Summe der Einzelbiegesteifigkeiten

d ... Abstand der Einzelschwerpunkte

N ... Normalkraft in den Querschnittsteilen

T ... Schubfluss in der Verbundfuge

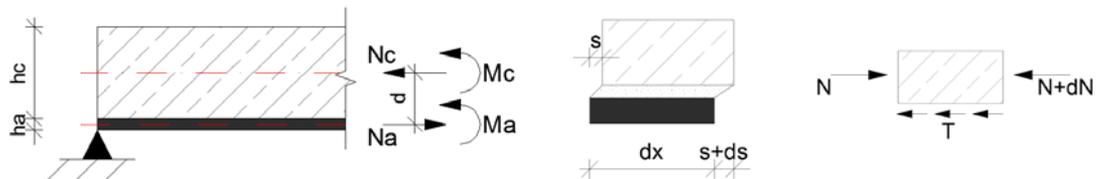


Abbildung 5.1: Teilschnittgrößen (links), Schlupf s (Mitte), Normalkraft N und Schubfluss T (rechts)

Mit dem ermittelten Schubfluss in der Verbundfuge sowie der Schichtstärke und dem gemessenen Schlupf kann der Fugenschubmodul G_F bestimmt werden:

$$G_F = \frac{\tau}{\tan \gamma} = \frac{T \cdot h_F}{b \cdot s} \quad 5.11$$

τ ... Schubspannung in der Verbundfuge

γ ... Gleitung (Schubwinkel)

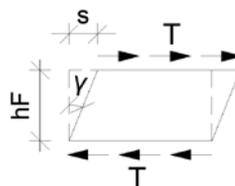


Abbildung 5.2: Zusammenhang zwischen Schubwinkel, Schlupf, Fugenhöhe und Schubfluss

5.2 Berechnung der Verbundfugensteifigkeit

5.2.1 Effektive Biegesteifigkeit aus der Durchbiegung

Mit Hilfe der gemessenen Durchbiegung in Feldmitte und Gleichung 5.6 lässt sich ein β_{eff} für jeden Probekörper und in weiterer Folge eine effektive Biegesteifigkeit EI_{eff} berechnen. Ermittelt man den effektiven Verbundfaktor β_{eff} für mehrere Messzeitpunkte, so erhält man einen Verlauf des Verbundfaktors in Abhängigkeit der Durchbiegung. Im Folgenden ist der Verlauf des Verbundfaktors für den gesamten Messabschnitt nach der Hysterese bis zur Prüfkraft F_1 beim Entstehen des Schubrisses dargestellt. Da für die Berechnung verschiedene Material- und Querschnittswerte benötigt werden, sind diese in Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 zusammengestellt.

Beton- und Stahleigenschaften

	$f_{c,zvl,m}$	$f_{c,cube,m}$	$f_{ct,m}$	$E_{c,m}$
Glasfaser UHPC	114 N/mm ²	130 N/mm ²	7 N/mm ²	43.000 N/mm ²
	$f_{v,m}$		$E_{a,m}$	
Baustahl S355	400 N/mm ²		190.000 N/mm ²	

Tabelle 5.1: Betoneigenschaften

Querschnittswerte

Verbundfugentyp	Versuchskörper	Höhe UHPC h_c [mm]	Querschnittsfläche A_c [mm ²]	Flächenträgheitsmoment I_c [mm ⁴]
Indubond VK4031	1	81	24.300	13.286.025
	2	79	23.700	12.325.975
	3	81	24.300	13.286.025
SikaDur-31	1	81	24.300	13.286.025
	2	80	24.000	12.800.000
	3	82	24.600	13.784.200
sandgestrahlter Stahl	1	80	24.000	12.800.000
	2	79	23.700	12.325.975
	3	80	24.000	12.800.000

Tabelle 5.2: Querschnittswerte

Die Höhe des Stahls und die Probekörperbreite sind konstant:

$$h_a = 10\text{mm} \quad b_c = b_a = 300\text{mm} \quad A_a = 3.000\text{mm}^2 \quad I_a = 25.000\text{mm}^4$$

Verbundfaktor β_{eff}

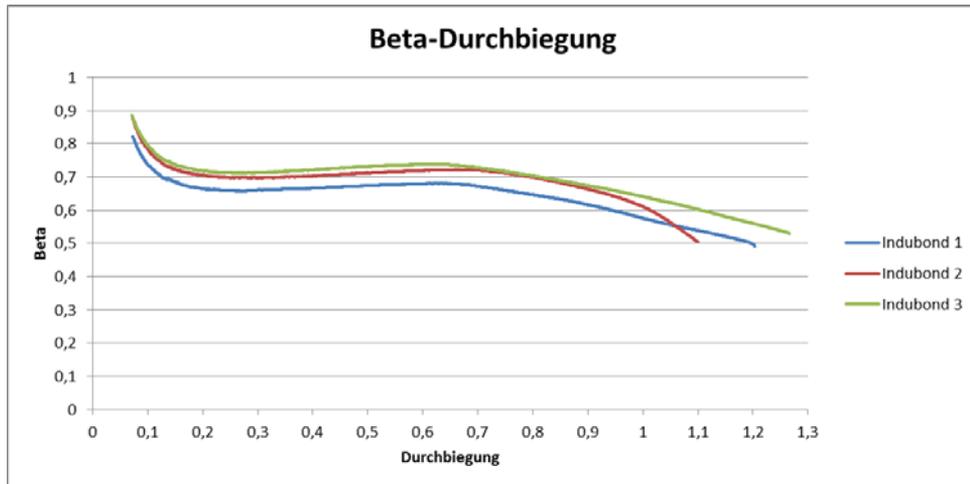


Abbildung 5.3: Verlauf des Verbundfaktors: Verbundfuge Indubond

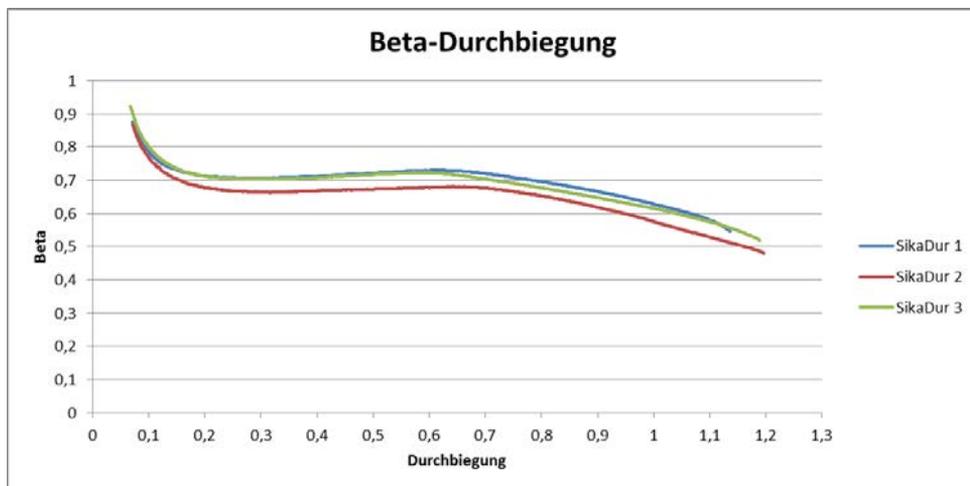


Abbildung 5.4: Verlauf des Verbundfaktors: Verbundfuge SikaDur

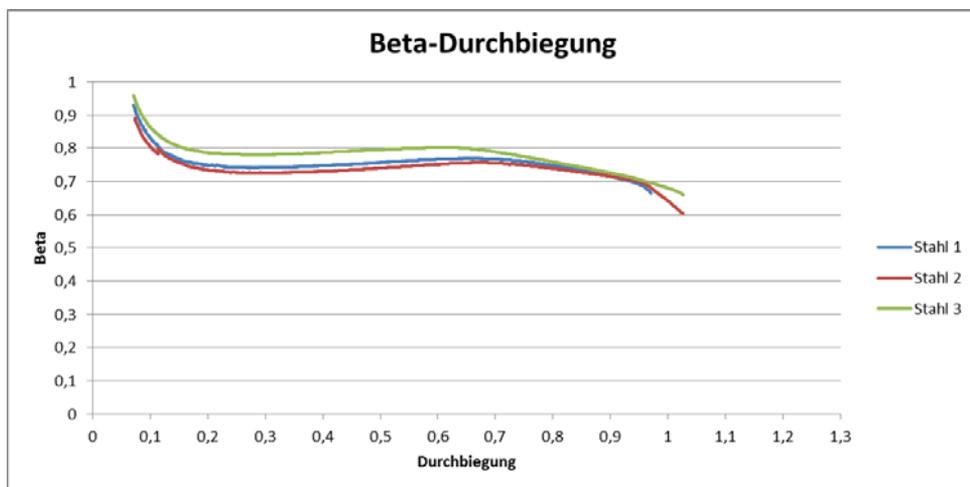


Abbildung 5.5: Verlauf des Verbundfaktors: Verbundfuge sandgestrahlter Stahl

Aus den drei Abbildungen (Abbildung 5.3, Abbildung 5.4, Abbildung 5.5) ist sehr gut ersichtlich, dass der effektive Verbundfaktor sich zuerst mit der Durchbiegung stark ändert, anschließend ein relativ langes Plateau aufweist und dann wieder abfällt. Auffallend ist dabei, dass die beiden Epoxidharzfugen das Plateau, in dem der Faktor annähernd konstant ist, jeweils bei ungefähr $\beta_{\text{eff}} = 0,7$ aufweisen und die Stahlfuge einen etwas höheren Wert von ca. $\beta_{\text{eff}} = 0,75$ erreicht. Dies deckt sich mit den bei den Versuchen gemachten Beobachtungen, wonach sich die Stahlfuge starrer und spröder verhält als die beiden Epoxidharzfugen. Denn je höher der Verbundfaktor ist, desto näher liegt er am Wert des starren Verbundes ($\beta_{\text{starr}} \approx 1,35$).

Verbundfugentyp	Versuchskörper	Biegesteifigkeit ohne Verbund EI [10 ¹¹ Nmm ²]	Verbundfaktor β_{eff}	Effektive Biegesteifigkeit EI _{eff} [10 ¹¹ Nmm ²]	Verbundfaktor starrer Verbund β_{starr}	Biegesteifigkeit starrer Verbund EI _{starr} [10 ¹¹ Nmm ²]
Indubond VK4031	1	5,7605	0,70	9,7928	1,33	13,3958
	2	5,3477	0,70	9,0910	1,35	12,5864
	3	5,70605	0,70	9,7928	1,33	13,3958
SikaDur-31	1	5,7605	0,70	9,7928	1,33	13,3958
	2	5,5515	0,70	9,4376	1,34	12,9871
	3	5,9747	0,70	10,1570	1,31	13,8125
sandgestrahlter Stahl	1	5,5515	0,75	9,7151	1,34	12,9871
	2	5,3477	0,75	9,3584	1,35	12,5864
	3	5,5515	0,75	9,7151	1,34	12,9871

In weiterer Folge wäre es nun möglich, mit Gleichung 5.10 einen Schubfluss in der Verbundfuge zu berechnen und anschließend mit Gleichung 5.11 einen Schubmodul für die Fuge zu ermitteln. Aufgrund des sehr steifen Verhaltens aller drei Fugenausführungen konnten jedoch keine gesicherten Schlupfwerte ermittelt werden und somit kann der Schubmodul anhand Gleichung 5.11 nicht berechnet werden. Im folgenden Kapitel wird eine rechnerische Abschätzung der Bruchschubspannung der Verbundfuge getroffen.

5.2.2 Schubspannungen in der Verbundfuge und im UHPC

Nach dem sich der Schubriss öffnet und sich eine Bogenwirkung (Sprengwerk) ausbildet, wird die gesamte Schubkraft, welche zuvor über die halbe Stützweite wirkte, in den Bereich zwischen Schubriss und Prüfkörperende eingeleitet. Über die Neigung der Betondruckstrebe und die Auflagerkraft lässt sich eine Abschätzung der Bruchschubspannung ermitteln. Durch das Lösen eines Fachwerkknotens (siehe Abbildung 5.7) kann die Kraft in der Druckstrebe und anschließend die Schubkraft in der Verbundfuge näherungsweise berechnet werden, da

diese gleich der horizontalen Komponente der Druckstrebenkraft sein muss. In Abbildung 5.6 sind die Zusammenhänge grafisch dargestellt.

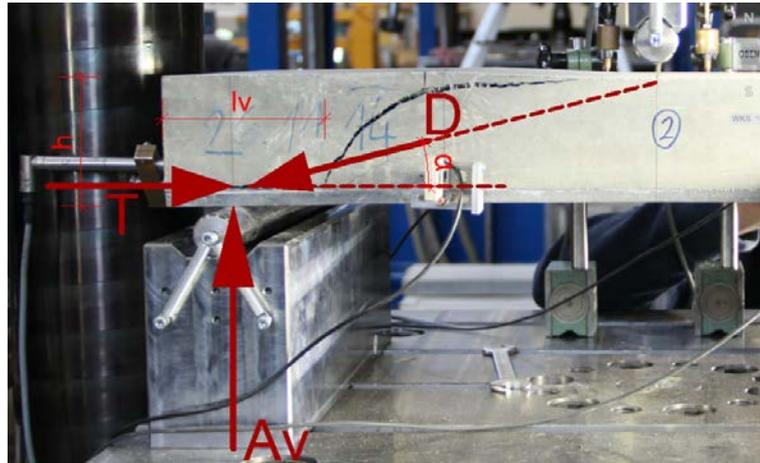


Abbildung 5.6: Darstellung der Zusammenhänge am Probekörper

Die Gleichungen dazu werden im Folgenden angegeben:

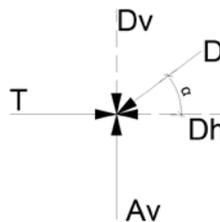


Abbildung 5.7: Skizze des zu lösenden Fachwerkknotens

$$A_v = \frac{F_{max}}{2} \quad 5.12$$

$$D_v = D \cdot \sin \alpha \quad 5.13$$

$$D_h = D \cdot \cos \alpha \quad 5.14$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow A_v - D_v = 0 \rightarrow D_v = A_v \quad 5.15$$

$$\sum F_h = 0 \rightarrow T - D_h = 0 \rightarrow T = D_h \quad 5.16$$

Setzt man Gleichung 5.13 in Gleichung 5.15 bzw. Gl. 5.14 in Gl. 5.16 ein, so erhält man:

$$D = \frac{A_v}{\sin \alpha} \quad 5.17$$

$$T = D \cdot \cos \alpha \quad 5.18$$

$$\tau_v = \frac{T}{b \cdot l_v} \quad 5.19$$

Die Schubspannung τ_v folgt aus Gleichung 5.19.

Die für die Berechnung benötigten Druckstrebenneigungen α und die restliche Verbundfugenlänge l_v sind in Tabelle 5.3 und Tabelle 5.4 zusammengestellt. So auch die Ergebnisse der Schubspannungsabschätzung.

Verbundfugentyp	Versuchskörper	Bruchlast F_{\max} [kN]	Auflagerkraft A_v [kN]	Druckstrebenneigung α [°]	Druckstrebenkraft D [kN]
Indubond VK4031	1	231,41	115,71	15	447,05
	2	199,45	99,73	15	385,31
	3	248,09	124,05	15	479,27
	Mittelwert	226,32	-	-	-
SikaDur-31	1	224,90	112,45	15	434,47
	2	218,62	109,31	15	422,34
	3	239,79	119,90	15	463,24
	Mittelwert	227,77	-	-	-
sandgestrahlter Stahl	1	199,44	99,72	15	385,29
	2	195,37	97,69	15	377,43
	3	210,19	105,10	15	406,06
	Mittelwert	201,67	-	-	-

Tabelle 5.3: Ergebnisse Bruchschubspannung Teil 1

Verbundfugentyp	Versuchskörper	Druckstrebenkraft D [kN]	Schubkraft T [kN]	Restfugenlänge l_v [mm]	Bruchschubspannung τ_B [N/mm ²]
Indubond VK4031	1	447,05	431,82	90	16,0
	2	385,31	372,18	70	17,7
	3	479,27	462,94	140	11,0
	Mittelwert	-	-	-	14,9
SikaDur-31	1	434,47	419,67	110	12,7
	2	422,34	407,95	105	13,0
	3	463,24	447,45	90	16,6
	Mittelwert	-	-	-	14,1
sandgestrahlter Stahl	1	385,29	372,16	145	8,6
	2	377,43	364,57	135	9,0
	3	406,06	392,22	140	9,3
	Mittelwert	-	-	-	9,0

Tabelle 5.4: Ergebnisse Bruchschubspannung Teil 2

Die abgeschätzten Werte der Bruchschubspannung liegen im Mittel für alle Verbundfugen über 9 N/mm² und somit auch über den erreichten Haftzugwerten (siehe Kapitel 4.3.3).

Des Weiteren kann auch die Schubspannung im Beton beim Entstehen des ersten Schubrisses abgeschätzt werden. Dafür wird die Prüfkraft F_1 in der Berechnung herangezogen:

$$V = \frac{F_1}{2} \quad 5.20$$

$$\tau_{QS} = \frac{V}{b \cdot h \cdot 0,9} \quad 5.21$$

Verbundfugentyp	Versuchskörper	Prüfkraft F_1 [kN]	Querkraft V [kN]	Höhe UHPC h_c [kN]	Betonschubspannung τ_{QS} [N/mm ²]
Indubond VK4031	1	230,09	115,05	81	5,3
	2	196,54	98,27	79	4,6
	3	248,09	124,05	81	5,7
	Mittelwert	224,91	-	-	5,2
SikaDur-31	1	224,90	112,45	81	5,1
	2	218,62	109,31	80	5,1
	3	239,79	119,90	82	5,4
	Mittelwert	227,77	-	-	5,2
sandgestrahlter Stahl	1	199,44	99,72	80	4,6
	2	195,37	97,69	79	4,6
	3	210,19	105,10	80	4,9
	Mittelwert	201,67	-	-	4,7

Tabelle 5.5: Ergebnisse Betonschubspannung

Die Betonschubspannungen beim Eintreten des ersten Schubrisses liegen alle um die 5 N/mm².

Im Folgenden werden die erzielten Werte mit den zu erwartenden Einwirkungen am Brückenbauwerk nach EN 1991-2 verglichen.

Für die Längssteifen wird ein Abstand von 320 mm angenommen, wobei der Fall simuliert wird, dass eine Längssteife, bedingt durch Ermüdungsschäden an den Schweißnähten (siehe Kapitel 2.1.1), bereits ausgefallen ist. Als Belastung wird eine Überlast nach [18] von $P=115$ kN Radlast gewählt (siehe dazu Abbildung 5.8).

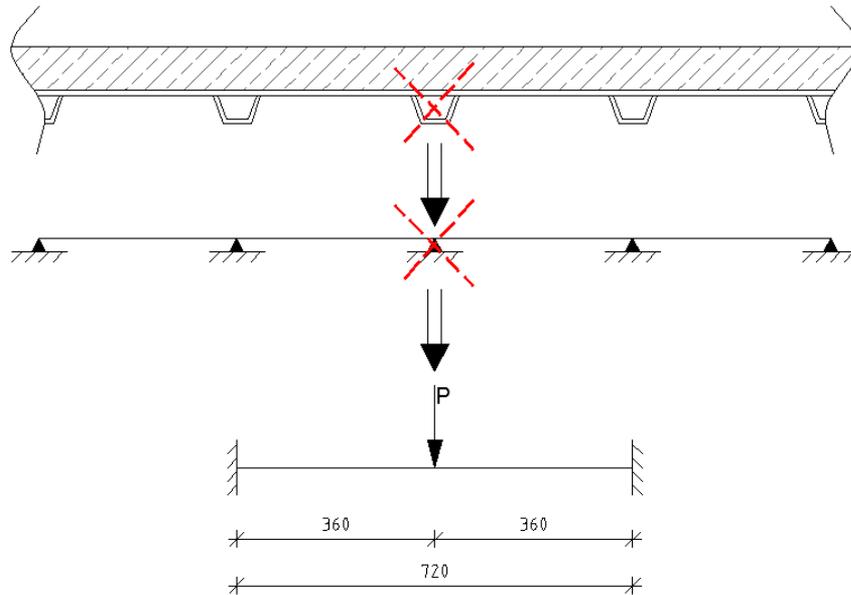


Abbildung 5.8: Vergleichslastmodell

Für die Randmomente M_R und das Moment in Feldmitte M_M erhält man:

$$M_R = -\frac{P \cdot l}{8} = -\frac{115 \text{ kN} \cdot 0,72 \text{ m}}{8} = -10,35 \text{ kNm} \quad 5.22$$

$$M_M = \frac{P \cdot l}{8} = \frac{115 \text{ kN} \cdot 0,72 \text{ m}}{8} = 10,35 \text{ kNm} \quad 5.23$$

Vergleicht man das Feldmoment mit dem erreichten Moment bei den Versuchen von ca. 30 kNm (bei $P=200\text{kN}$), wird ersichtlich, dass nur ungefähr 35% des aufnehmbaren Momentes aus dem Normlastfall resultieren.

Des Weiteren kann mit Hilfe der Querkraft eine Betonschubspannung errechnet werden, welche anschließend mit der Bruchschubspannung verglichen werden kann:

$$V = \frac{P}{2} = -\frac{115 \text{ kN}}{2} = 57,5 \text{ kNm} \quad 5.24$$

$$\tau = \frac{V}{b \cdot h \cdot 0,9} = \frac{57500 \text{ N}}{300 \cdot 80 \cdot 0,9} = 2,66 \text{ N/mm}^2 \quad 5.25$$

Da der Glasfaser-UHPC in den Versuchen durchwegs eine Bruchschubspannung von ca. 5 N/mm² erreichte, kann somit davon ausgegangen werden, dass der Beton bei diesem Lastfall nicht auf Schub versagt und der Verbundquerschnitt weiterhin intakt bleibt. Es werden lediglich ungefähr 50% der aufnehmbaren Schubspannung ausgenutzt. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass die auftretende Schubspannung über jeweils die halbe Stützweite in gleicher Höhe wirkt, da die Querkraft konstant ist. Nachfolgend wird die Schubspannung in

der Verbundfuge bei starrem Verbund berechnet (in diesem Fall ist sie am größten) und mit den Bruchschubspannungen der Verbundfuge τ_B verglichen:

$$\tau = \left[\frac{\beta_{starr}}{(1 + \beta_{starr})} \cdot \frac{V}{d} \right] \cdot \frac{1}{b} = \left[\frac{1,43}{(1 + 1,43)} \cdot \frac{57500N}{45mm} \right] \frac{1}{300mm} = 2,51 N/mm^2 \quad 5.26$$

Auch die so ermittelte maximal mögliche Schubspannung in der Verbundfuge liegt unter den aus den Versuchen ermittelten Bruchschubspannungen, die im Mittel alle über 9 N/mm² liegen.

Somit konnte bewiesen werden, dass alle drei Verbundfugenarten die Einwirkungen am Brückenbauwerk, sogar bei Überlast, aufnehmen können, auch wenn eine Längssteife bereits ausgefallen ist.

6 Zusammenfassung und Ausblick

In dieser Arbeit wurde die Verbundfuge zwischen UHPC und Stahl für die Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten mit Ermüdungsschäden untersucht. Für einen geplanten Großversuch im Vorfeld eines Pilotprojektes sollten Widerstände und Verformungseigenschaften der Stahl-Beton-Grenzschicht experimentell an Kleinproben ermittelt werden. Hierfür wurde ein zweistufiges Versuchskonzept erarbeitet.

In einem ersten Schritt (1. Versuchsreihe) wurden die Haftzugfestigkeiten von verschiedenen Betonrezepturen auf rein sandgestrahltem Stahl ermittelt. Mit dem gewählten Versuchsaufbau konnten, aufgrund sehr hoher schwindinduzierter Eigenspannungen, nur relativ bescheidene Haftzugwerte erzielt werden. Dennoch konnten die Festigkeiten untereinander verglichen werden. Die höchsten Festigkeiten wurden mit einem UHPC mit Basaltfasern erzielt. Diese Rezeptur weist allerdings sehr schlechte Frischbetoneigenschaften auf und wäre durch die sehr steife Konsistenz aus baupraktischer Sicht nur sehr schwer einsetzbar. Ein offenbar negativer Einfluss auf die Haftzugfestigkeit tritt durch die Beimengung von Stahlfasern auf. Im Vergleich zu der UHPC-Mischung ohne Fasern kam es zu einem Festigkeitsabfall von rund 10%. Die Referenzprobekörper mit Normalbeton erzielten immerhin knapp 55% der maximal erreichten Haftzugfestigkeit.

Der zweite Schritt (2. Versuchsreihe) sah Haftzugversuche an verschiedenen Verbundfugen sowie äquivalente Haftschiebversuche vor. Es wurden drei unterschiedliche Verbundfugentypen auf ihre Eigenschaften untersucht, während die Betonrezeptur konstant gehalten wurde. Da im Laufe der Arbeit die Vorgabe gemacht wurde, keine Stahlfasern im Beton zu verwenden und die Verarbeitbarkeit des Basaltfaser-UHPC sehr schlecht war, wurde eine Betonrezeptur mit Glasfaserbewehrung entwickelt. Bei den drei Verbundfugentypen handelte es sich zum einen wiederum um eine rein sandgestrahlte Fuge und zum anderen wurde eine Epoxidharzschicht (zwei verschiedenen Epoxidharztypen) auf den Stahl aufgebracht, in welche anschließend Basaltspalt eingestreut wurde.

Durch den veränderten Versuchsaufbau bei den Haftzugversuchen konnte der Einfluss der Eigenspannungen abgemindert werden und es wurden höhere Festigkeiten als in der 1. Versuchsreihe erzielt. Die höchsten Haftzugfestigkeiten erzielte die Verbundfuge mit dem Epoxidharz Indubond. Die rein sandgestrahlte Verbundfuge erzielte bei diesen Versuchskörpern zwischen 11% und 36% höhere Werte als in der vorangegangenen Versuchsserie. Die geringsten Festigkeiten wurden mit der SikaDur-Verbundfuge erreicht.

Mit Hilfe der Haftzugversuche der 2. Versuchsreihe konnte eine effektive Biegesteifigkeit der Verbundproben berechnet werden, welche um 70% - 75% höher liegt als die Summe der Einzelbiegesteifigkeiten. Die Verbundfuge verhielt sich dabei überwiegend starr. Dennoch

trat bei den Proben mit Epoxidharz ein relativ duktiles Versagen ein, während die reine Stahlfuge erwartungsgemäß spröde versagte. Das primäre Versagen der Versuchskörper war jedoch kein Versagen der Verbundfuge, sondern ein Schubversagen des UHPC. Erst nach dem Schubversagen öffnete sich die Fuge zwischen der Druckstrebe und dem Ende der Probe. Des Weiteren konnte bewiesen werden, dass die Verbundfuge sowie der Glasfaser-UHPC die auftretenden statischen Lasten am Brückentragewerk ohne Versagen aufnehmen können. Dabei wurden das Ausfallen einer Längsrippe aufgrund Ermüdungsschäden in den Schweißnähten sowie eine in der Norm nicht vorgesehene Überlast berücksichtigt. Ein Schubmodul für die Verbundfuge konnte aufgrund der nicht aussagekräftigen Schlupfmessung nicht ermittelt werden.

Die Versuche konnten zeigen, dass eine rein sandgestrahlte Verbundfuge ähnlich gute Eigenschaften wie Verbundfugen mit Epoxidharzbeschichtung und Basalteinstreuung aufweisen. Die Anwendung einer Verbundfuge ohne Epoxidharzschicht, welche gleichzeitig als Korrosionsschutz dient, ist nur vertretbar, wenn sichergestellt werden kann, dass der Ultrahochleistungsbeton über die gesamte angestrebte Restlebensdauer rissfrei bleibt und somit den darunterliegenden Stahl vor Korrosion schützt. In Zukunft müssen daher Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit des Verbundes sowie der Aufbetonschicht bei Wechselbeanspruchung, wie sie am Brückenbauwerk vorkommen, durchgeführt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] F. B. P. de Jong, “Renovation Techniques for Fatigue Cracked Orthotropic Steel Bridge Decks“. [S.l.]: [s.n.], 2007.
- [2] J. F. O. Rasmus Walter, “Analysis of an Orthotropic Deck Stiffened with a Cement-Based Overlay”, *J. Bridge Eng. - J Bridge Eng.*, vol. 12, no. 3, 2007.
- [3] L. Dieng, P. Marchand, F. Gomes, C. Tessier, and F. Toutlemonde, “Use of UHPFRC Overlay to Reduce Stresses in Orthotropic Steel Decks”, *J. Constr. Steel Res.*, vol. 89, pp. 30–41, Oktober 2013.
- [4] R. Wolchuk, “Orthotrope Fahrbahnplatte – Entwicklungen und Möglichkeiten für die Zukunft”, *Stahlbau*, vol. 76, no. 7, pp. 478–494, Jul. 2007.
- [5] Manuel Thalhammer, “Verstärkung von orthotropen Platten bei Straßenbrücken hinsichtlich einer erhöhten Ermüdungsfestigkeit”, Technische Universität Graz, 2013.
- [6] Bundesanstalt für Straßenwesen, “Expertengespräch Instandsetzung orthotroper Fahrbahnplatten”, Bergisch Gladbach, 19-Oct-2005.
- [7] G. Sedlacek and M. Paschen, “Neue Wege bei der Verstärkung orthotroper Fahrbahnplatten.” [Online]. Available: http://bast.opus.hbz-nrw.de/frontdoor.php?source_opus=416&la=de. [Accessed: 23-May-2014].
- [8] J. S. Leendertz and F. B. P. de Jong, “Schadens-, Reparatur- und Ertüchtigungsmaßnahmen an Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten in den Niederlanden”, *Stahlbau*, vol. 76, no. 7, pp. 503–508, Jul. 2007.
- [9] R. B. P. Buitelaar, “Reinforced High Performance Concrete for Rehabilitation of Orthotropic Steel Bridge Decks.” 2004
- [10] Joachim Juhart, “Adhäsion von UHPC an Stahl und Glas”, Technische Universität Graz, 2011.
- [11] K. Sugioka, “Life Cycle Evaluation of Fatigue Mitigation for Orthotropic Steel Bridge Decks“: A Thesis Submitted in Fulfilment of the Requirements for the Degree of Doctor of Philosophy of Civil and Natural Resources Engineering in the University of Canterbury. University of Canterbury, 2009.
- [12] M. D. Denkinger and P. Buitelaar, “Ertüchtigung orthotroper Fahrbahnplatten von Stahlbrücken”, *Stahlbau*, vol. 75, no. 7, pp. 602–604, Jul. 2006.
- [13] R. Walter, L. Østergaard, J. F. Olesen, and H. Stang, “Wedge splitting test for a steel–concrete interface”, *Eng. Fract. Mech.*, vol. 72, no. 17, pp. 2565–2583, Nov. 2005.
- [14] X. Shao, D. Yi, Z. Huang, H. Zhao, B. Chen, and M. Liu, “Basic Performance of the Composite Deck System Composed of Orthotropic Steel Deck and Ultrathin RPC Layer”, *J. Bridge Eng.*, vol. 18, no. 5, pp. 417–428, 2013.
- [15] Jun Murakoshi, Naoki Yanadori, and Hironori Ishii, “Research on Steel Fiber Reinforced Concrete Pavement for Orthotropic Steel Deck as a Countermeasure for Fatigue.” 2008

- [16] Takayoshi Kodama, Mamoru Kagata, Shigeo Higashi, Kiyoshi Itoh, and Yatsuhiro Ichinose, "Effect of Reducing Strains by SFRC Pavement on Ohira Viaduct." 2010
- [17] D. Zhou, M. Pahn, and W. Kurz, "Beitrag zur Berechnung von Verbundträgern mit elastischem Verbund", Stahlbau, vol. 83, no. 4, pp. 278–288, Apr. 2014.
- [18] Unterweger Harald and Taras Andreas, "A-23-Praterbrücke/Stromtragwerk, Lebensdauerberechnung für das Fahrbahndeck infolge der lokalen Schwerverkehrsbelastung", März 2012.

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1.1: Querschnitt "Battle deck". 1) Fahrbahnbelag, 2) Deckblech, 3) Längsschweißnaht,	1
Abbildung 1.2: Riss im Dünnbettbelag und dem darunter liegenden Deckblech [1]	2
Abbildung 1.3: Bestandteile einer orthotropen Platte [7]	3
Abbildung 1.4: Subsysteme bei der Berechnung der orthotropen Platte [6]	5
Abbildung 1.5: Struktur des Zementleims im Frischbeton [9]	7
Abbildung 2.1: Ermüdungsrisse am Brückendeck [11]	9
Abbildung 2.2: Risse im Deckblech [5]	10
Abbildung 2.3: Phasen der Rissbildung in Längsrichtung [5]	10
Abbildung 2.4: Deckblech zwischen zwei Querträgern [5]	11
Abbildung 2.5: Eintiefung im Deckblech [5]	12
Abbildung 2.6: Deckblechrisse eines beweglichen Brückendecks [1]	12
Abbildung 2.7: Risse in der Schweißnaht zwischen Deckblech und Längsrippe [5]	13
Abbildung 2.8: Verformung des Deckblechs und der Längsrippen [5]	14
Abbildung 2.9: Ertüchtigungskonzepte für orthotrope Platten [5]	16
Abbildung 2.10: 3-Punkt-Biegeversuch zur Ermittlung der Scherfestigkeit [1]	19
Abbildung 2.11: Versuchskörper des Keilspaltversuches [13]	21
Abbildung 2.12: Fahrbahnaufbau [2]	23
Abbildung 2.13: Versuchskörper 4,0 m x 2,4 m [3]	24
Abbildung 2.14: Spannungen bei verschiedenen Verbundeigenschaften [3]	25
Abbildung 2.15: Biegeverformungen der Deckplatte über die Breite AA [3]	25
Abbildung 2.16: Konventioneller (a) und neuer (b) Fahrbahnaufbau [14]	26
Abbildung 2.17: Versuchskörper vor dem Betonieren [14]	27
Abbildung 2.18: Versuchskörper nach der Prüfung [14]	28
Abbildung 2.19: Versuchskörper des Großversuches [14]	28
Abbildung 2.20: Aufbau des Versuchskörpers [14]	29
Abbildung 2.21: Risse in der Fahrbahnoberfläche der YBB [15]	30

Abbildung 2.22: Fahrbahnaufbau YBB [15]	30
Abbildung 2.23: Arbeiten am Ohira Viadukt [16].....	31
Abbildung 3.1: Wirkung der spezifischen (kurze Pfeile) und der mechanischen (lange Pfeile).....	34
Abbildung 3.2: Bezeichnungen der Kontaktwinkelmessung am liegenden Tropfen [10]....	34
Abbildung 3.3: a) geometrische Oberfläche A_g (Bezugsfläche), b) wahre Oberfläche A_w	35
Abbildung 3.4: Entwicklung der Betonzugfestigkeit sowie Entstehen von Zwangs- und Lastspannungen in Bauteilen aus jungem Beton [10]	36
Abbildung 3.5: Schwindrinnenbefüllung und Lagerung [10].....	38
Abbildung 3.6: Ausbreitkuchen 1h nach Betonherstellung (links), Risse im Zentrum des Kuchens (mitten), Unterseite des Ausbreitkuchens nach 4 Wochen [10]	39
Abbildung 3.7: Glatt polierte Stahloberfläche [10]	40
Abbildung 3.8: Stahlproben mit verschiedenen Rauheitsgraden (links und mitte), Spitzhammer (rechts) [10]	40
Abbildung 3.9: Versuchsanordnung Haftzug- und Haftschubversuche [10].....	41
Abbildung 3.10: Fertiger Probekörper ohne Verdunstungsschutz [10].....	42
Abbildung 3.11: Universalprüfmaschine mit Versuchsaufbau [10]	42
Abbildung 3.12: Torsionsprüfmaschine mit Messaufbau [10]	43
Abbildung 3.13: Frischbetonhaftung beim Abziehen des oberen Prüfstempels [10]	44
Abbildung 3.14: Beispiele von Bruchflächen mit zugehöriger Zonierung [10]	46
Abbildung 3.15: Ablösen der UHPC-Schicht mit der Hand [10]	47
Abbildung 4.1: Trennprinzipien zur Bestimmung der Adhäsionskraft [10].....	51
Abbildung 4.2: Versuchsaufbauten für Haftzug- und Haftschubversuche [10].....	51
Abbildung 4.3: Probekörper für Haftzugversuche, Maße in [mm].....	54
Abbildung 4.4: Plangefräste (links) und sandgestrahlte (rechts) Stahlzylinder.....	56
Abbildung 4.5: Sandgestrahlte Oberfläche.....	56
Abbildung 4.6: Stahlstempel in den Zylinderschalungen	56
Abbildung 4.7: Mit Beton (UHPC ohne Fasern) befüllte Zylinderschalungen	57
Abbildung 4.8: Ausgeschalte Probekörper	57

Abbildung 4.9: Verbundprobekörper mit Verdunstungsschutz	57
Abbildung 4.10: Unbehandelte (links) und geschliffene (rechts) Oberfläche (UHPC mit Stahlfasern).....	58
Abbildung 4.11: Aufbringen des Epoxidharzklebers	58
Abbildung 4.12: Halber Probekörper auf der Holzkonstruktion	58
Abbildung 4.13: Anbringen des 2. Stahlzylinders.....	59
Abbildung 4.14: Fertige Verbundprobe.....	59
Abbildung 4.15: Alle 12 Proben während der Lagerung.....	59
Abbildung 4.16: Universalprüfmaschine mit Verbundprobe (links), Skizze Versuchsaufbau (rechts).....	60
Abbildung 4.17: Setzmaß UHPC ohne Fasern (links), UHPC mit Basaltfasern (rechts)	62
Abbildung 4.18: Prüfwürfel in der Schalung (links), Druckprüfung (rechts).....	62
Abbildung 4.19: Grafische Darstellung der Ergebnisse: 1. Versuchsreihe.....	64
Abbildung 4.20: Bruchfläche UHPC ohne Fasern.....	64
Abbildung 4.21: Bruchfläche UHPC mit Stahlfasern.....	65
Abbildung 4.22: Bruchfläche UHPC mit Basaltfasern.....	66
Abbildung 4.23: Bruchfläche Normalbeton.....	66
Abbildung 4.24: Vertikale Spannungen in der Verbundfuge: schlanke Schicht ($d/t_c=40:1$) links, gedrungene Schicht ($d/t_c=2:1$) rechts [10]	68
Abbildung 4.25: Schubspannungen in der Verbundfuge: schlanke Schicht ($d/t_c=40:1$) links, gedrungene Schicht ($d/t_c=2:1$) rechts [10].....	69
Abbildung 4.26: Horizontale Zwangsspannungen in Schichtmitte, schlanke Schicht ($d/t_c=40:1$): radiale Spannungen links, tangentiale rechts [10].....	69
Abbildung 4.27: Horizontale Zwangsspannungen in Schichtmitte, gedrungene Schicht ($d/t_c=2:1$): radiale Spannungen links, tangentiale rechts [10].....	69
Abbildung 4.28: Betonausbruch vom Zentrum zum Rand hin	71
Abbildung 4.29: Versatz zwischen unterem und oberem Probekörperteil	72
Abbildung 4.30: Haftzug- (links) und Haftschubprobekörper (rechts), Maße in [mm]	74
Abbildung 4.31: Stahlplatten vor (oben) und nach (unten) dem Sandstrahlen.....	75

Abbildung 4.32: Stahlplatte mit Epoxidharzbeschichtung (oben) und mit Basaltspalteinstreuung (unten)	75
Abbildung 4.33: Stahlplatten in der Schalung	76
Abbildung 4.34: Einbringen des UHPC	76
Abbildung 4.35: Probekörper mit "Elefantenhaut" (links oben), während des Schleifens (rechts) und nach dem Schleifen (links unten)	76
Abbildung 4.36: Bohren der Zylinder.....	77
Abbildung 4.37: Probekörper mit gebohrten Zylindern	77
Abbildung 4.38: Aufkleben der Stahlzylinder für die Haftzugprüfung mit Abstandhalter ..	77
Abbildung 4.39: Hohlkolbenzylinder (oben) und Hydraulikpumpe (unten)	78
Abbildung 4.40: Grafische Darstellung der Ergebnisse: 2.Versuchsreihe Haftzugversuche	80
Abbildung 4.41: Bruchbild Indubond 2 (links) SikaDur 2 (rechts)	80
Abbildung 4.42: Bruchfläche Indubond 2	81
Abbildung 4.43: Bruchfläche Indubond 4 (links) und SikaDur 3 (rechts).....	81
Abbildung 4.44: Bruchfläche sandgestrahlter Stahl 2	82
Abbildung 4.45: Skizze des Versuchsaufbaus.....	83
Abbildung 4.46: Skizze des Messkonzeptes.....	84
Abbildung 4.47: Versuchsaufbau	85
Abbildung 4.48: Induktiver Wegaufnehmer Stirnseite (links) Induktive Wegaufnehmer und Dehnungsaufnehmer Längsseite (rechts).....	85
Abbildung 4.49: Grafische Darstellung der Bruchlast F_{\max}	86
Abbildung 4.50: Grafische Darstellung der maximalen Durchbiegung w_{\max}	87
Abbildung 4.51: Probekörper SikaDur 1	87
Abbildung 4.52: Probekörper Indubond 1	88
Abbildung 4.53: Probekörper SikaDur 2 mit Biegeriss an der Oberseite.....	88
Abbildung 4.54: Probekörper SikaDur 2: Draufsicht	89
Abbildung 4.55: Probekörper sandgestrahlter Stahl 1 mit Biegeriss	89
Abbildung 4.56: Probekörper Indubond 2	90
Abbildung 4.57: Verbundfuge sandgestrahlter Stahl 3 (links) und SikaDur 2 (rechts).....	90

Abbildung 5.1: Teilschnittgrößen (links), Schlupf s (Mitte), Normalkraft N und Schubfluss T (rechts).....	93
Abbildung 5.2: Zusammenhang zwischen Schubwinkel, Schlupf, Fugenhöhe und Schubfluss.....	93
Abbildung 5.3: Verlauf des Verbundfaktors: Verbundfuge Indubond	95
Abbildung 5.4: Verlauf des Verbundfaktors: Verbundfuge SikaDur	95
Abbildung 5.5: Verlauf des Verbundfaktors: Verbundfuge sandgestrahlter Stahl	95
Abbildung 5.6: Darstellung der Zusammenhänge am Probekörper.....	97
Abbildung 5.7: Skizze des zu lösenden Fachwerkknotens	97
Abbildung 5.8: Vergleichslastmodell	100

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1.1: Eigenschaften von HPC, UHPC, HRUHPC und hochfestem Stahl [9]	8
Tabelle 2.1: Verwendete Betonrezeptur Keilspaltversuche [13].....	21
Tabelle 2.2: Versuchsergebnisse Keilspaltversuche [13].....	22
Tabelle 3.1: Prüffestigkeit, Haftzugfestigkeit, Risslänge und Ausmaß der Zonen A und C bei Proben OVS [10]	49
Tabelle 3.2: Korrelation der untersuchten Kenngrößen mit der Haftzugfestigkeit [10]	49
Tabelle 4.1: Übersicht der durchgeführten Versuche.....	52
Tabelle 4.2: Ergebnisse Begleitversuche	61
Tabelle 4.3: Zusammenstellung der Ergebnisse: 1. Versuchsreihe.....	63
Tabelle 4.4: Zusammenstellung der Ergebnisse: 2. Versuchsreihe Haftzugversuche.....	79
Tabelle 4.5: Bezeichnung und Lage der Messeinheiten.....	84
Tabelle 4.6: Zusammenstellung der Ergebnisse: 2. Versuchsreihe Haftschubversuche	86
Tabelle 5.1: Betoneigenschaften	94
Tabelle 5.2: Querschnittswerte.....	94
Tabelle 5.3: Ergebnisse Bruchschubspannung Teil 1	98
Tabelle 5.4: Ergebnisse Bruchschubspannung Teil 2	98
Tabelle 5.5: Ergebnisse Betonschubspannung	99

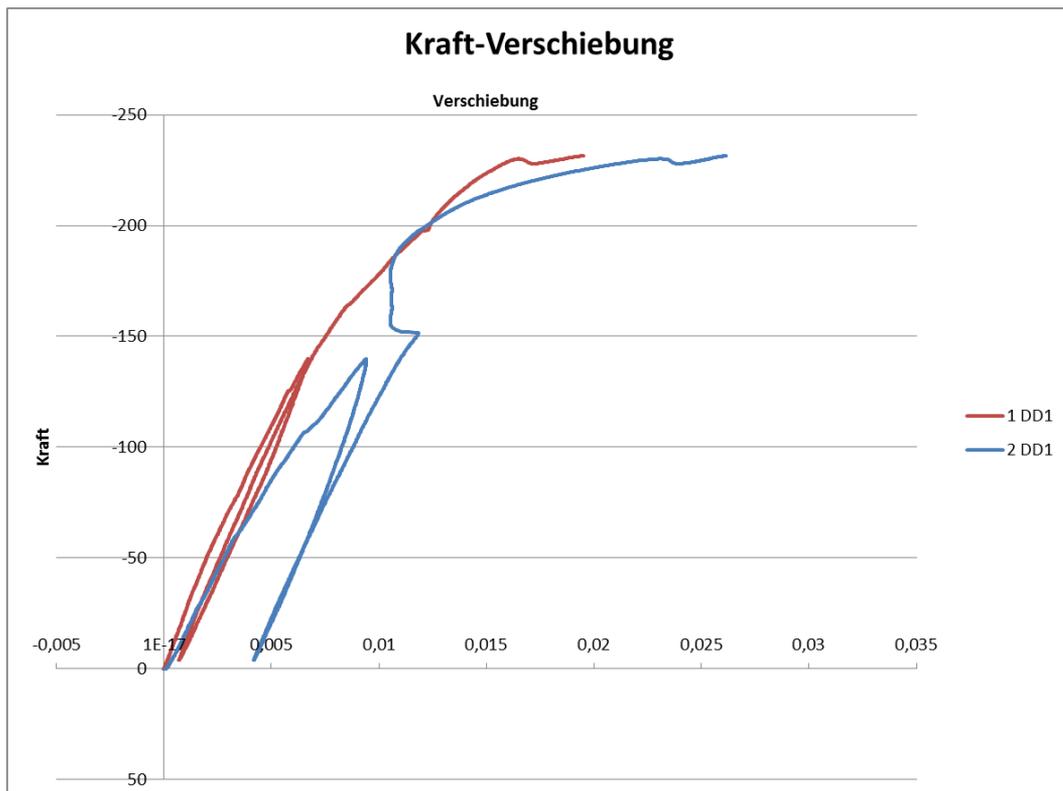
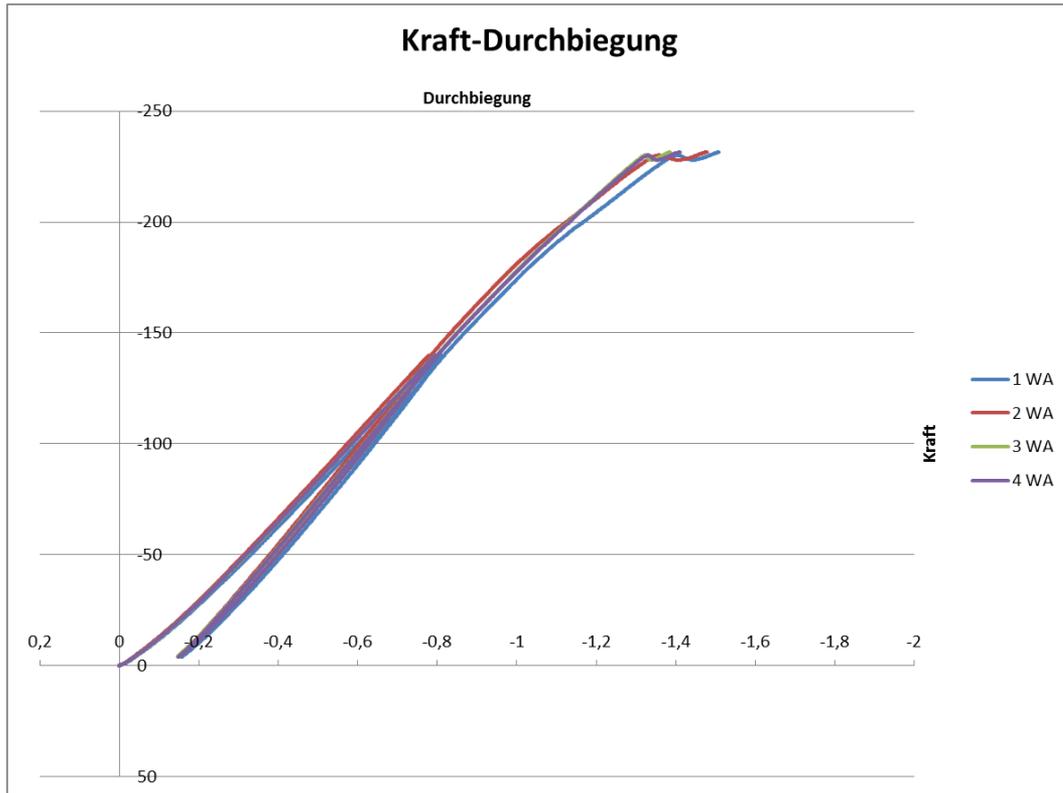
Anhang

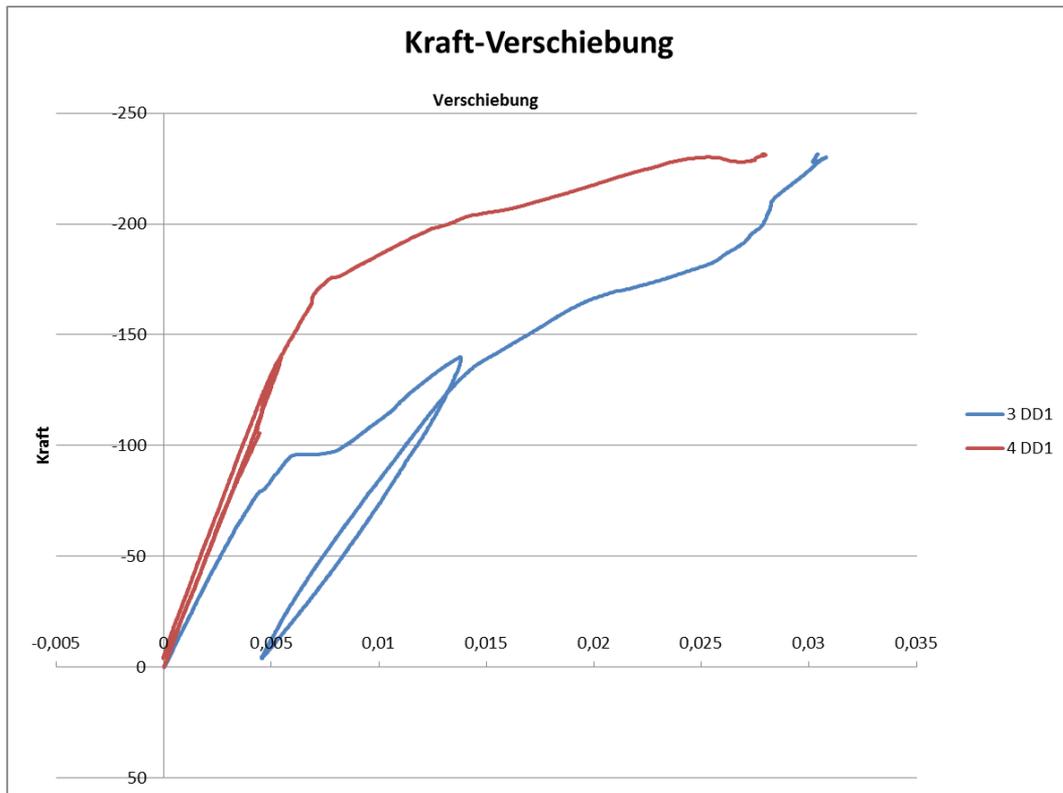
Im Anhang ist folgendes enthalten:

- Kraft-Verformungs-Diagramme der Haftschubversuche
- Sandstrahlprotokoll
- Prüfprotokoll der Stahlprüfung
- Datenblatt des Epoxidharzes SikaDur-31 AUT R (Sika Österreich GmbH)
- Datenblatt des Epoxidharzes Indubond-VK4031 (Schomburg ICS GmbH)

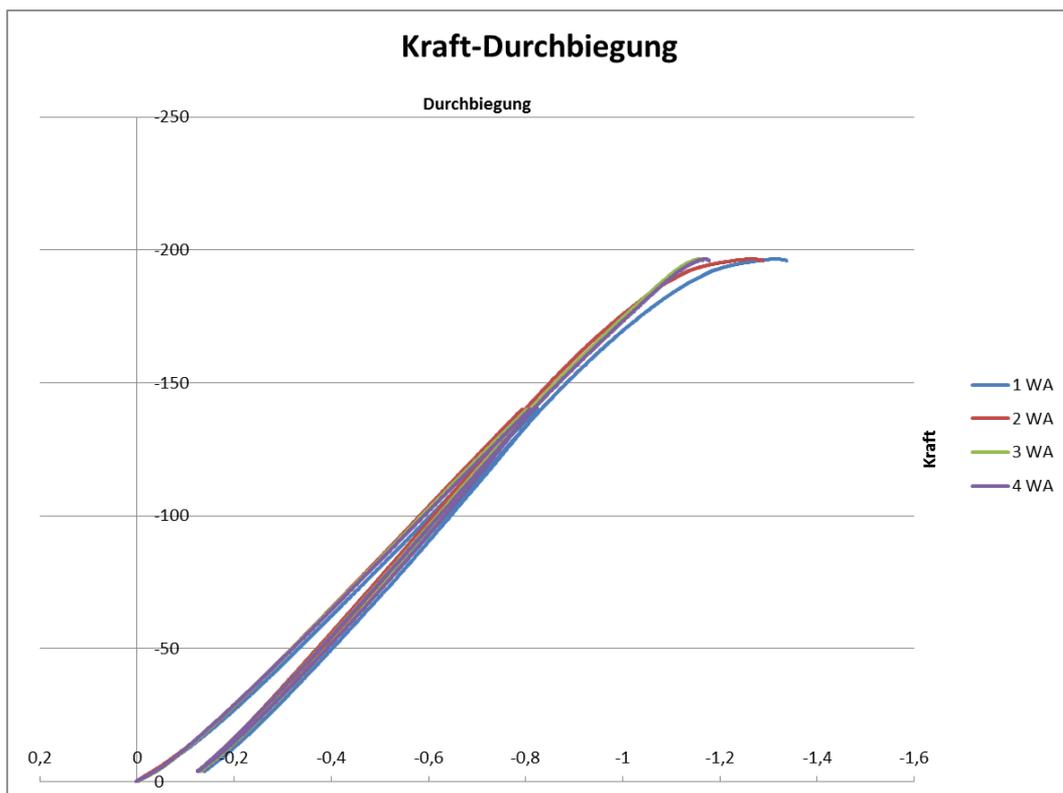
Kraft-Verformungsdiagramme

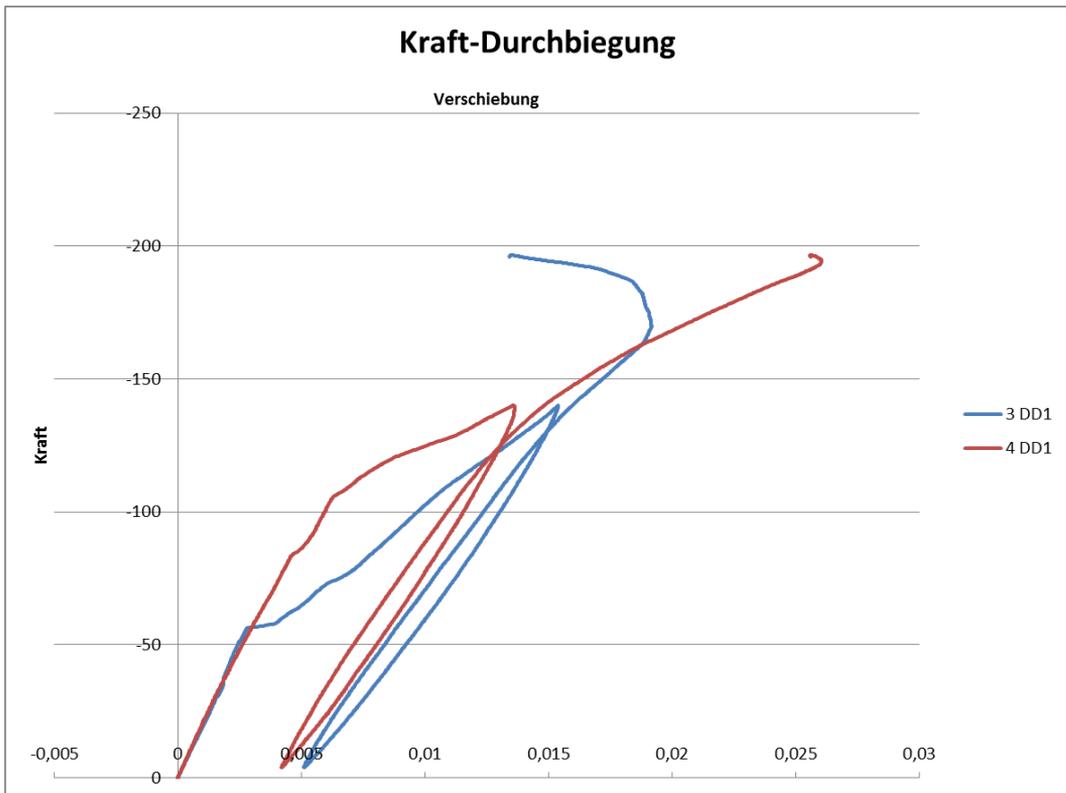
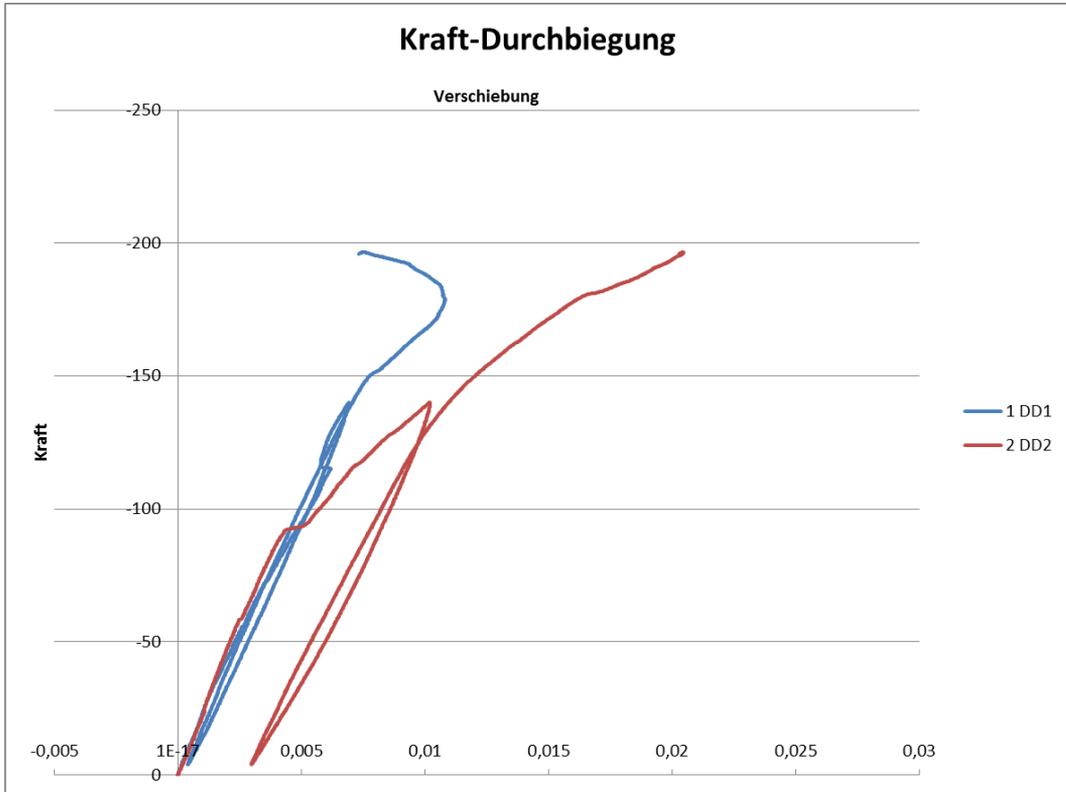
Prüfkörper Indubond 1



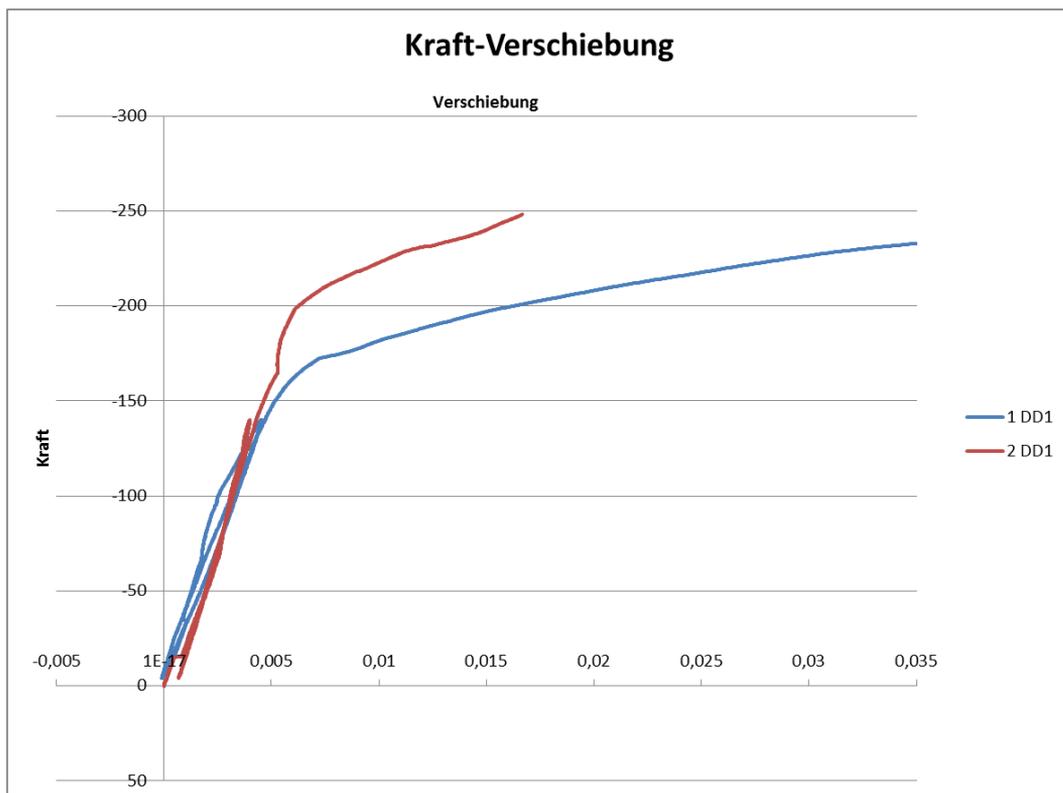
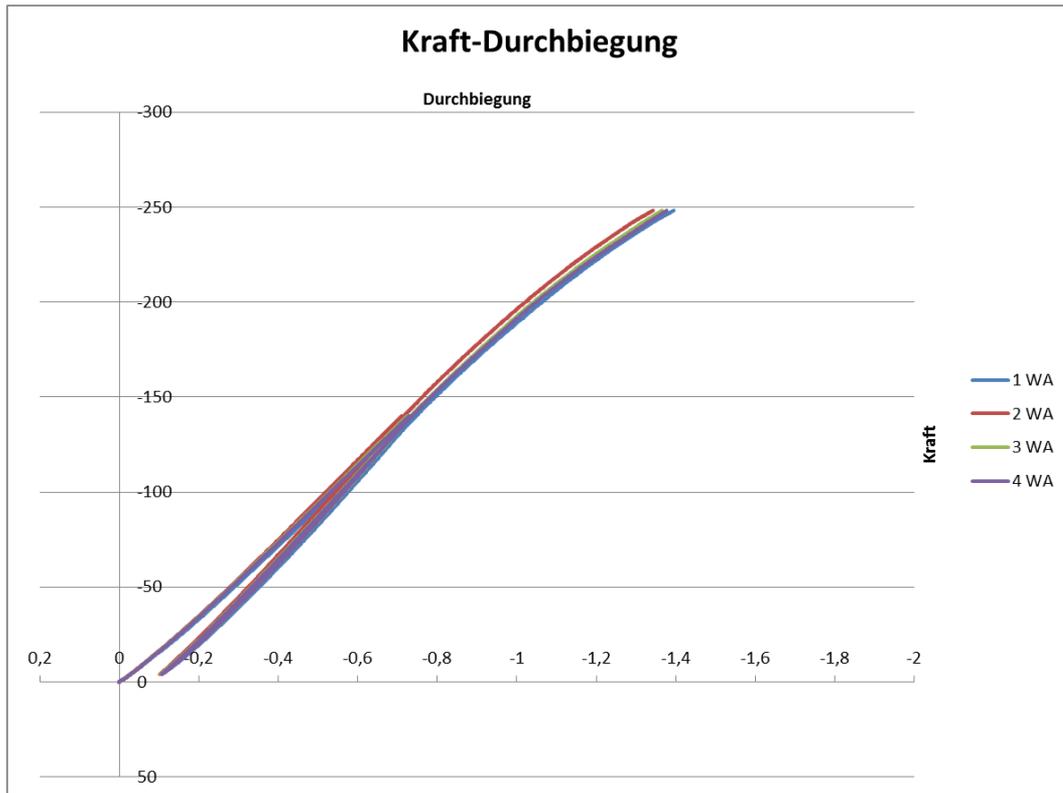


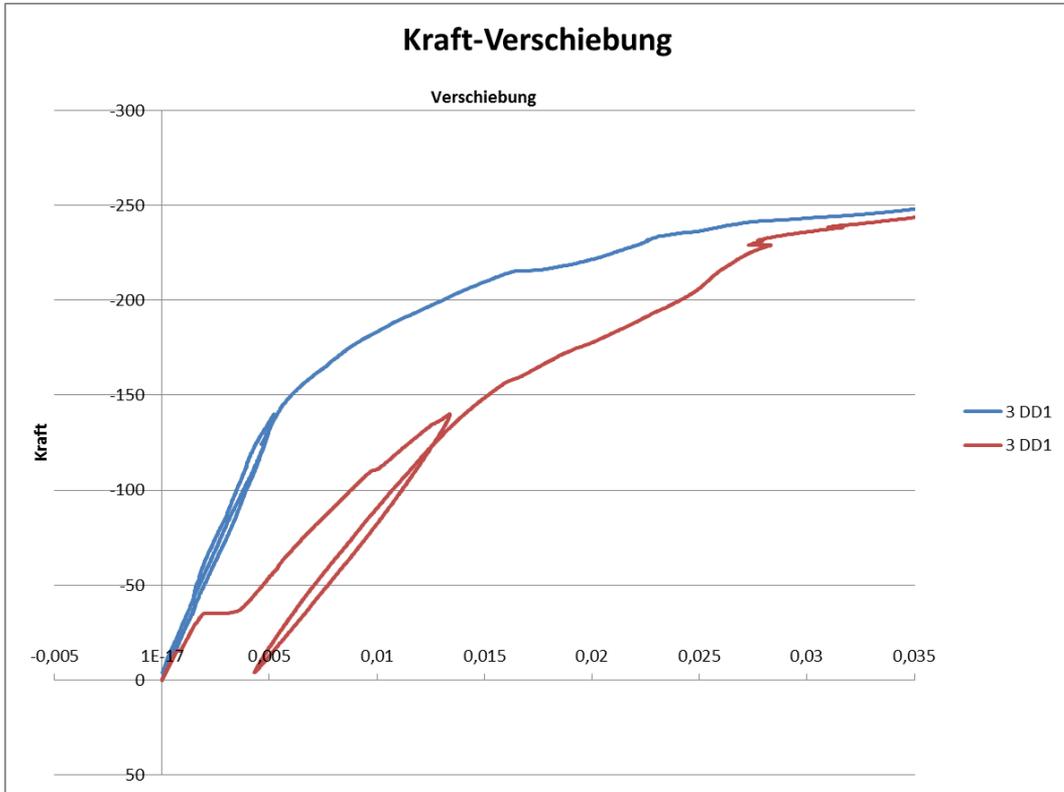
Prüfkörper Indubond 2



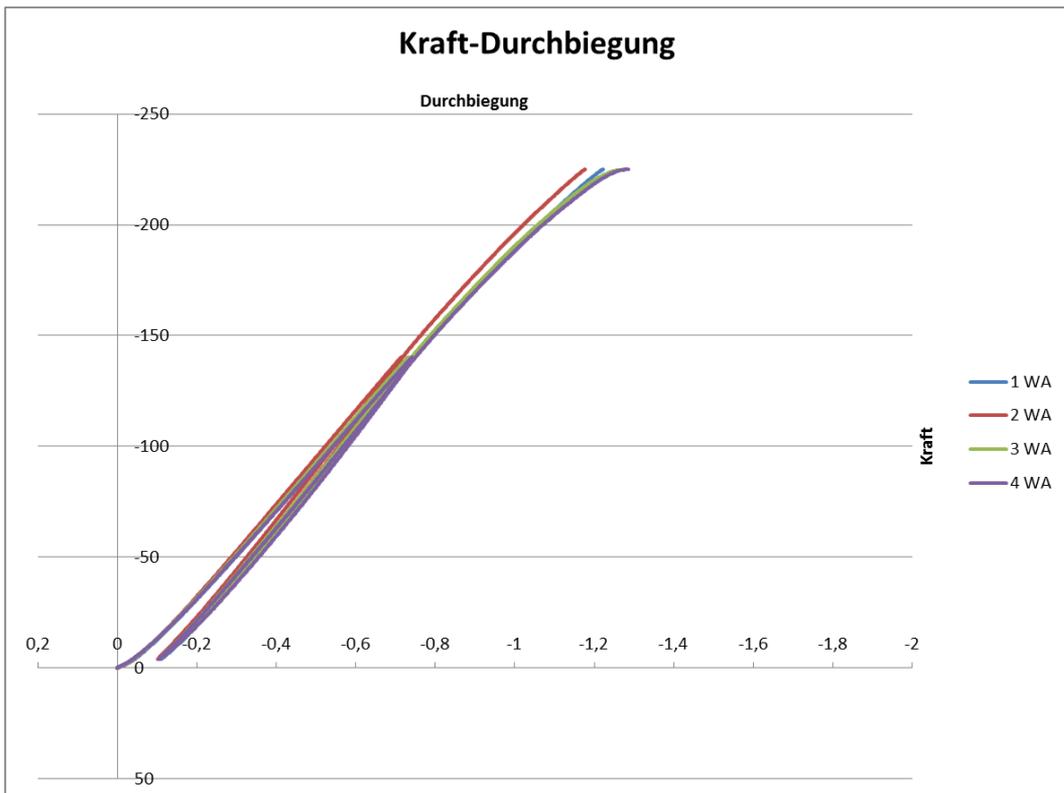


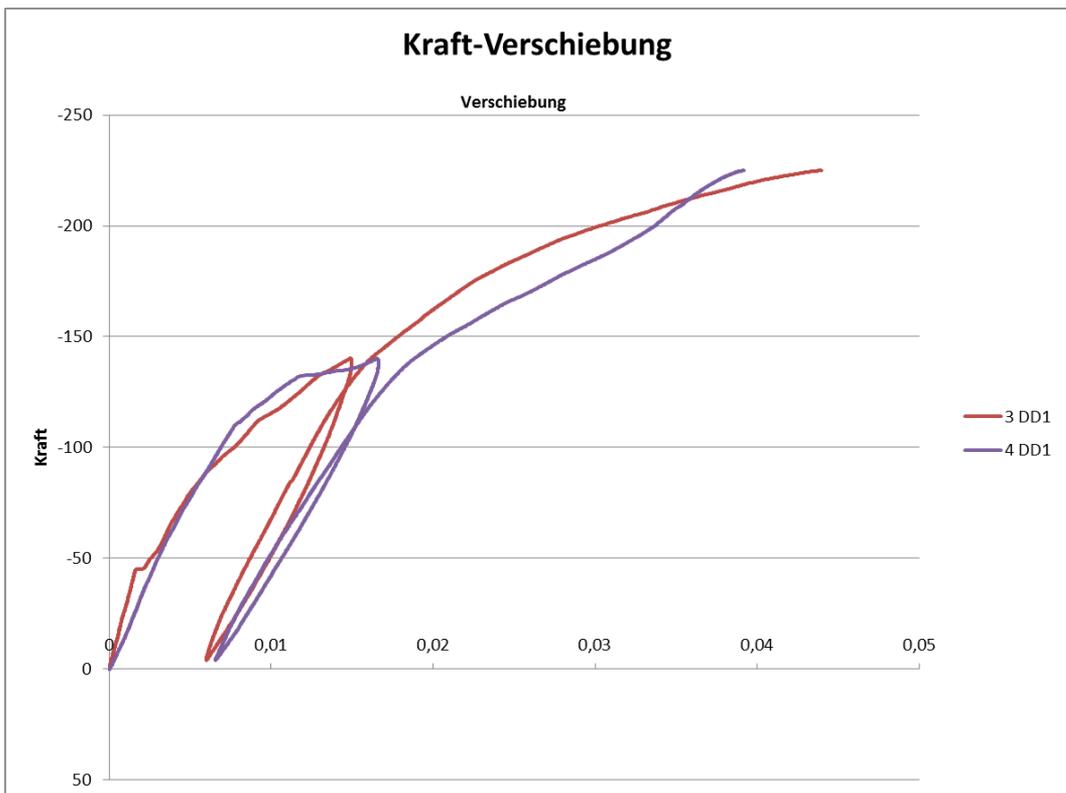
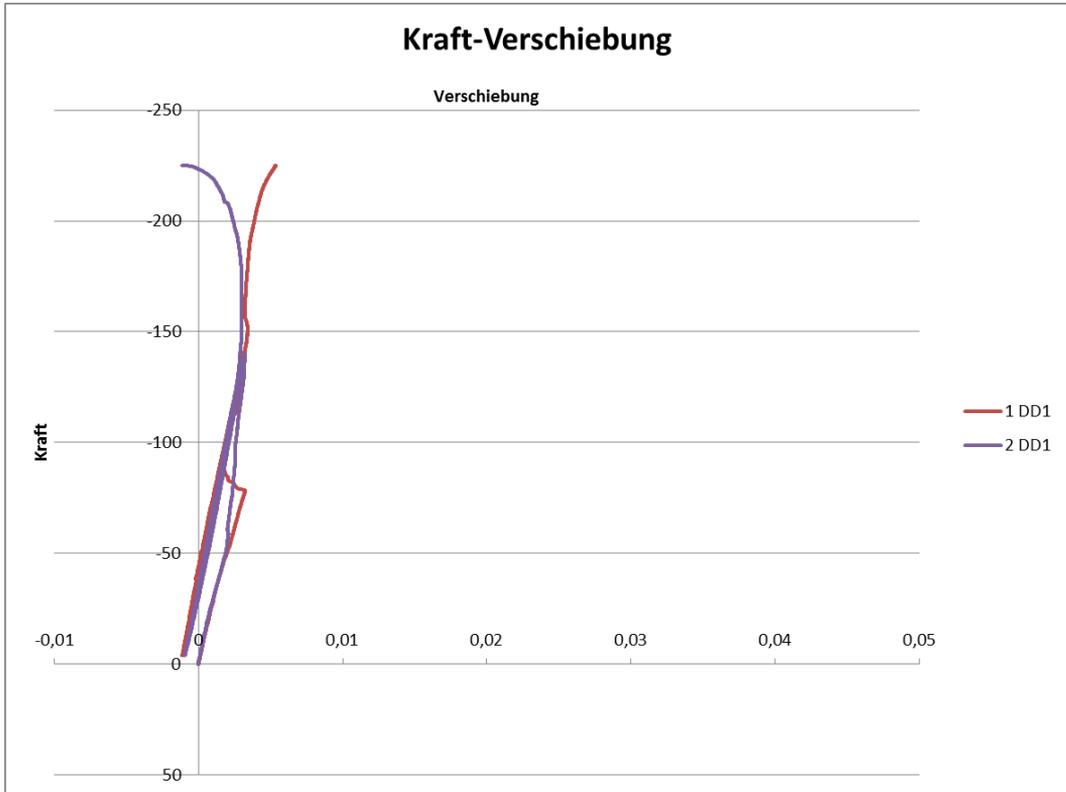
Prüfkörper Indubond 3



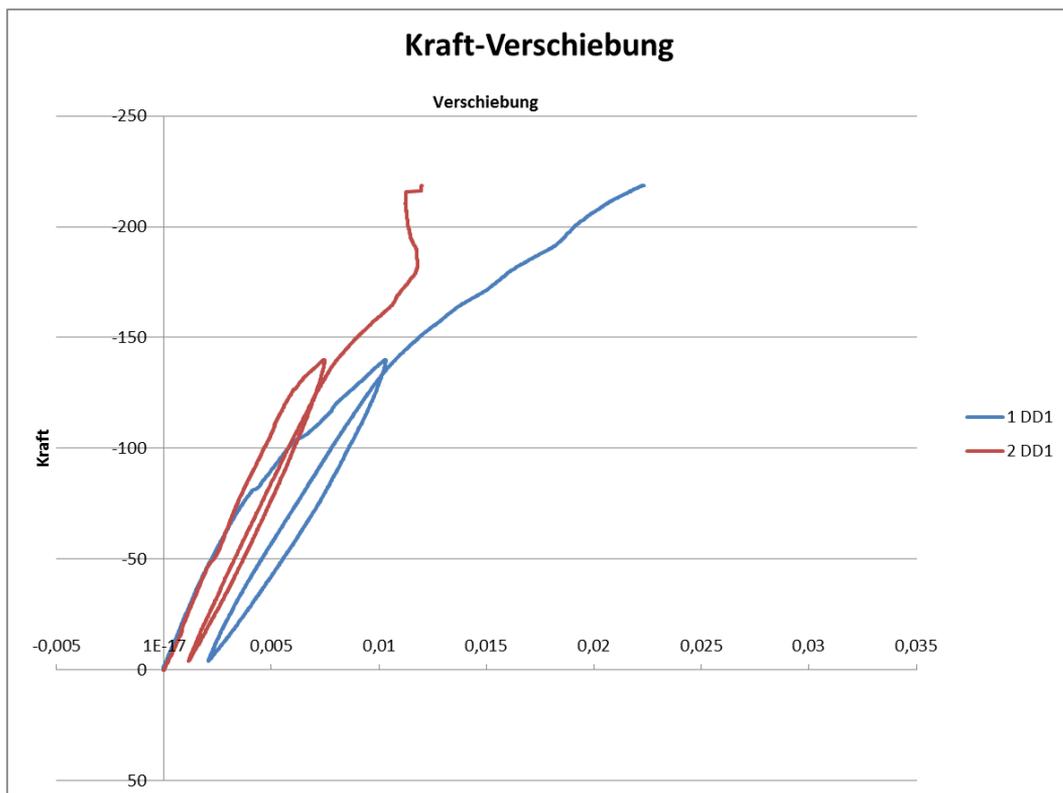
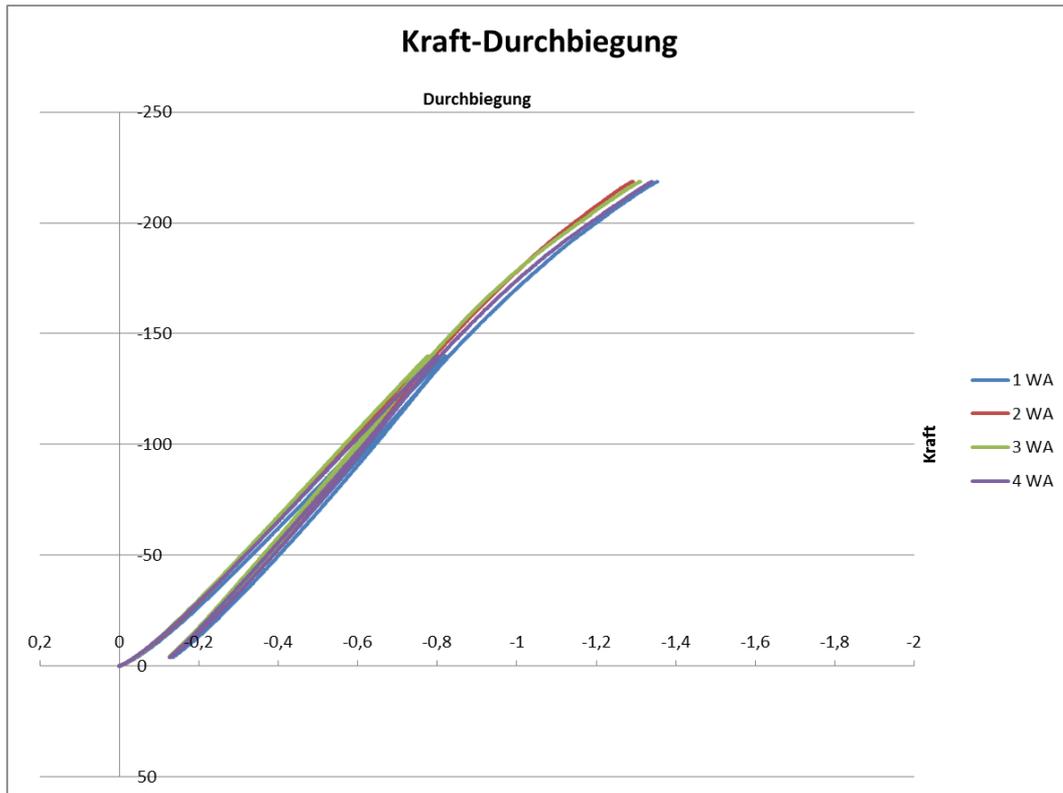


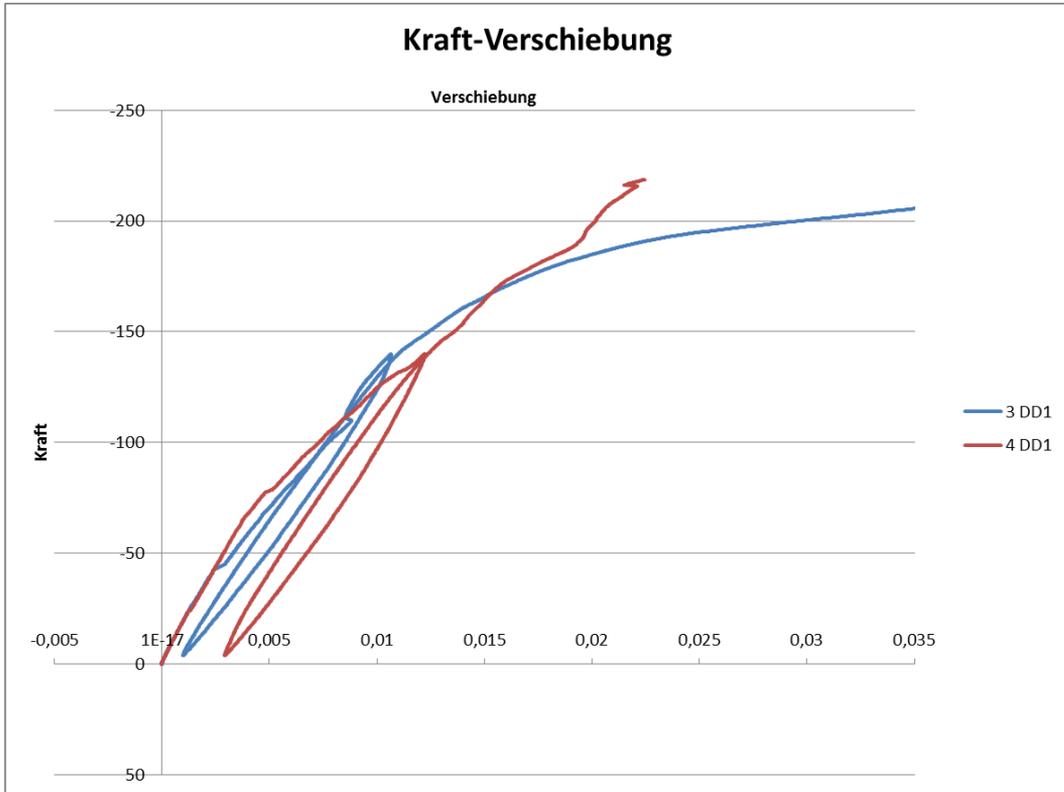
Prüfkörper SikaDur 1



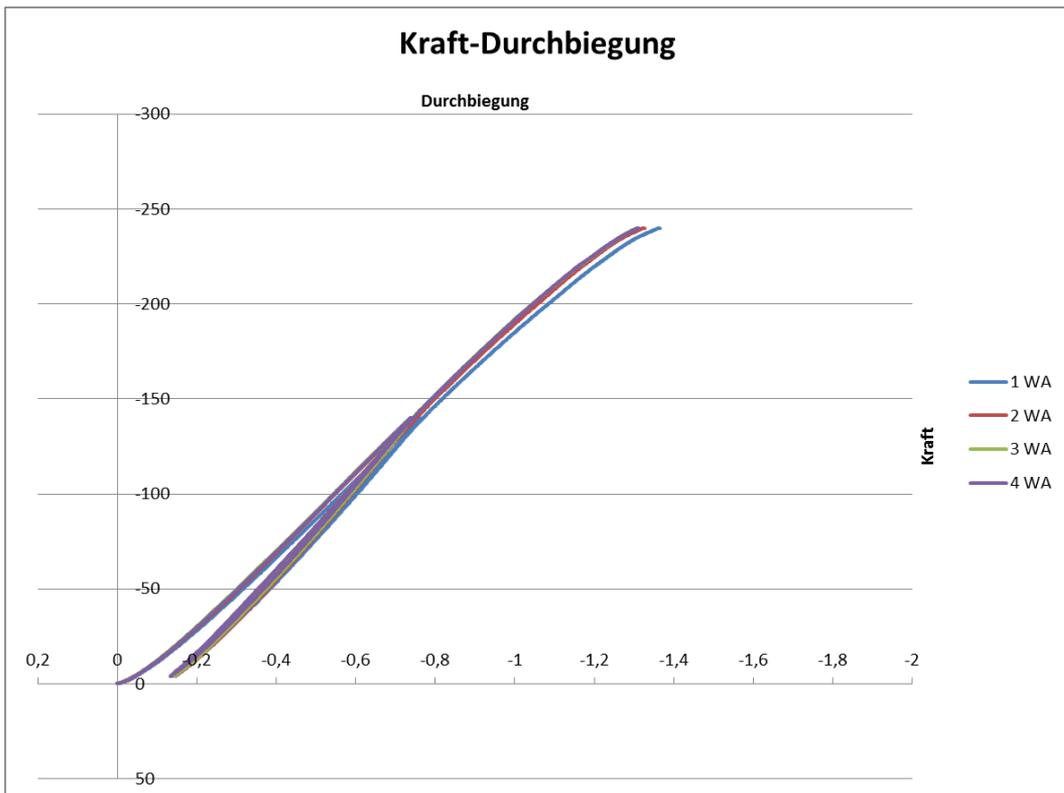


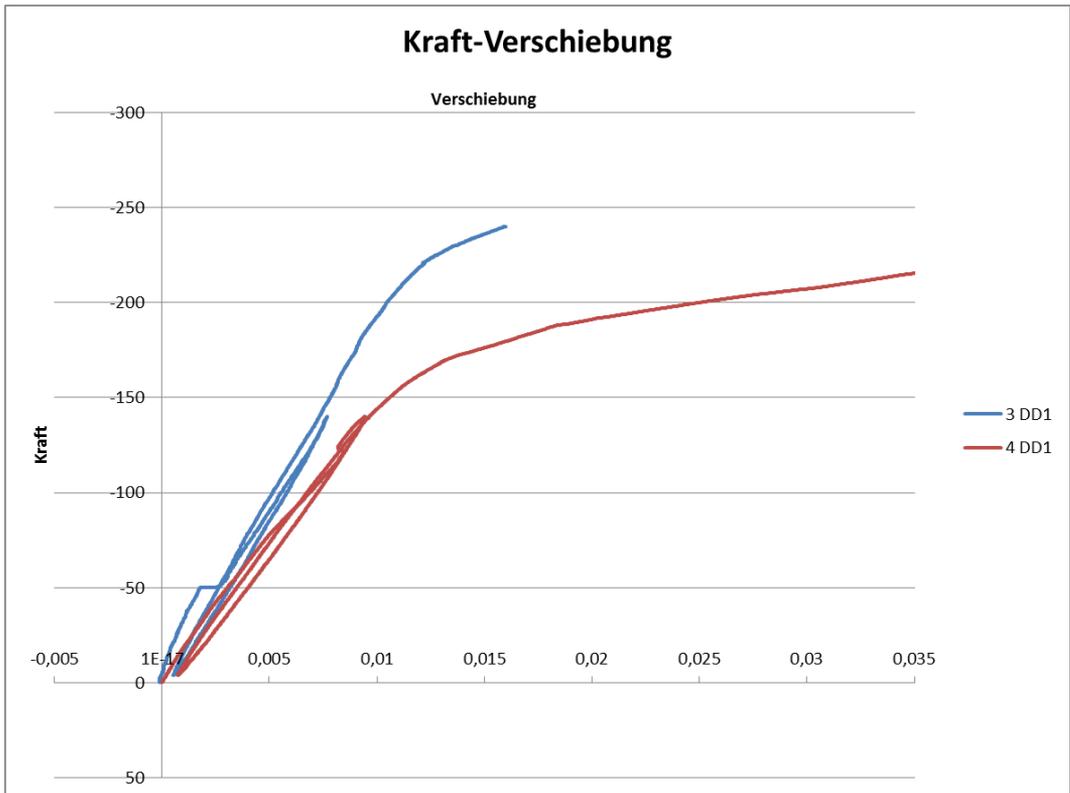
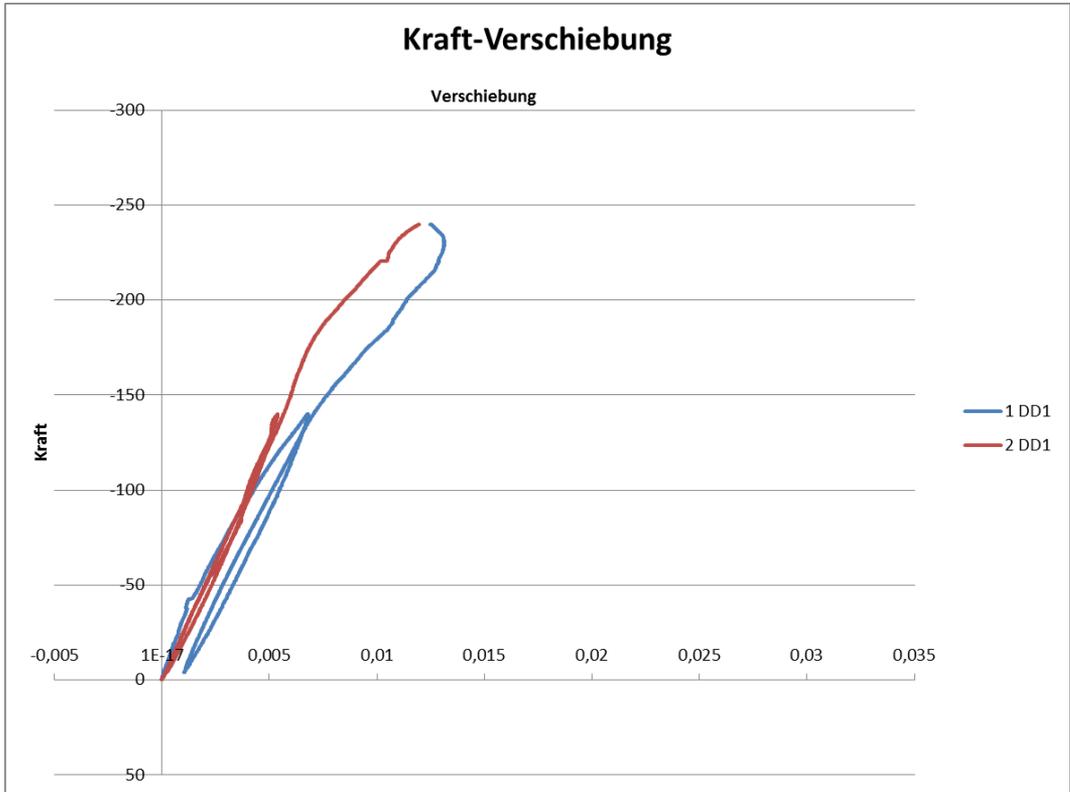
Prüfkörper SikaDur 2



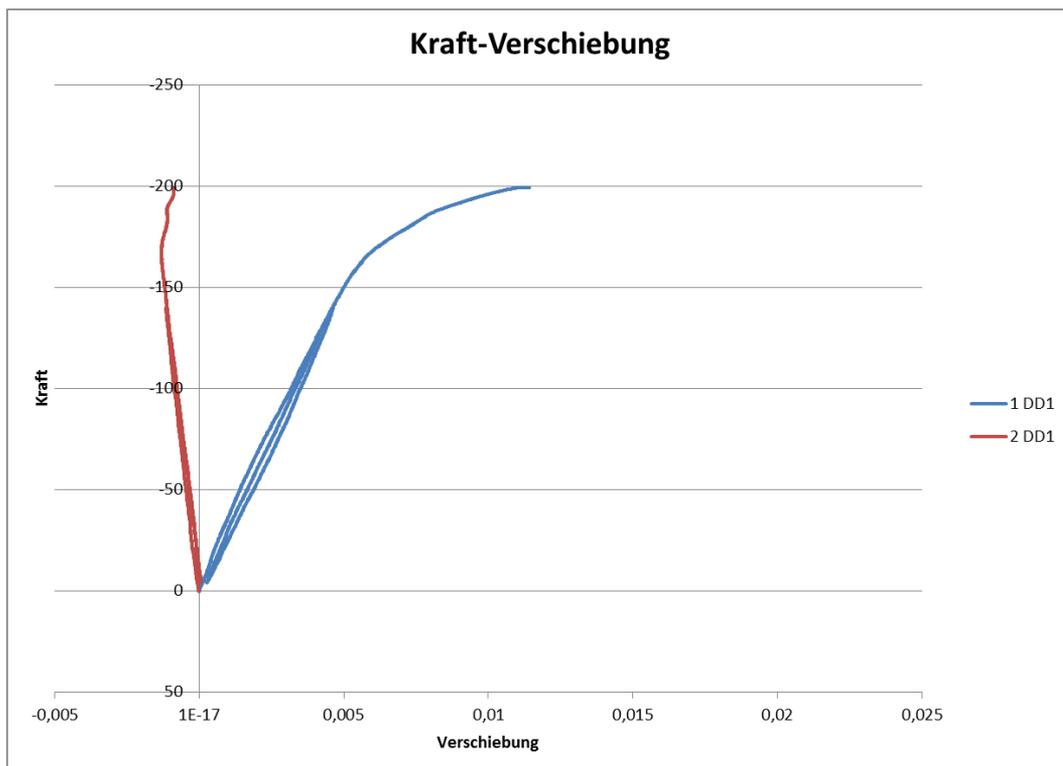
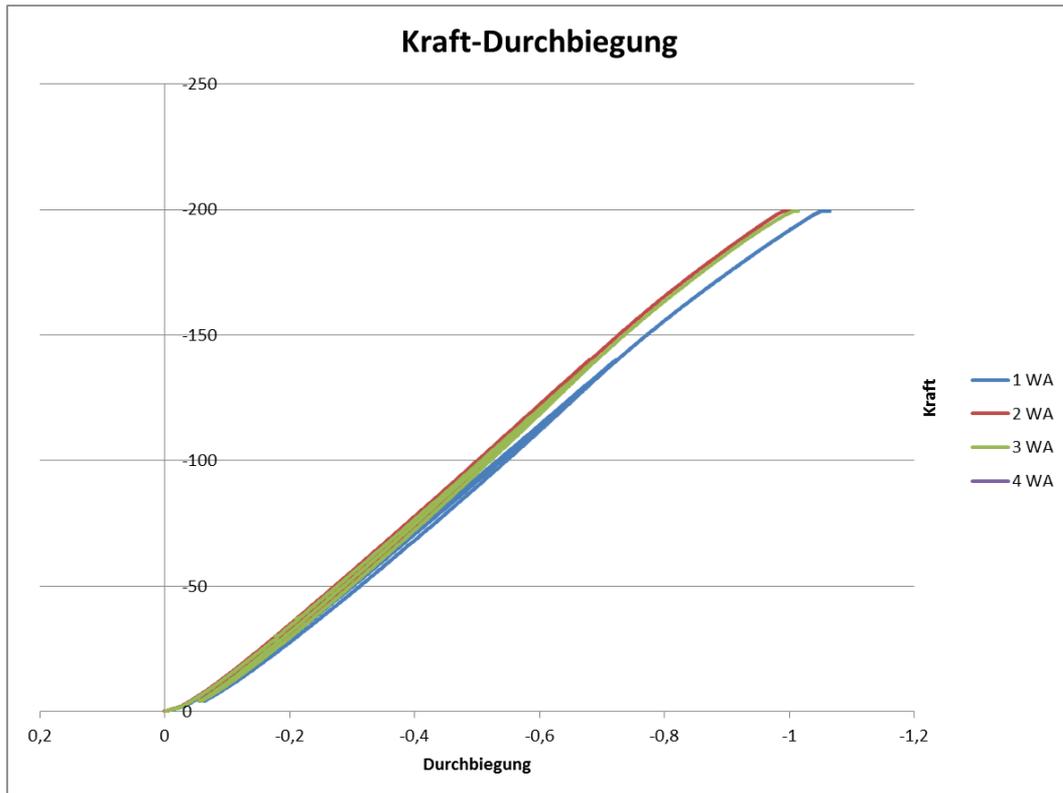


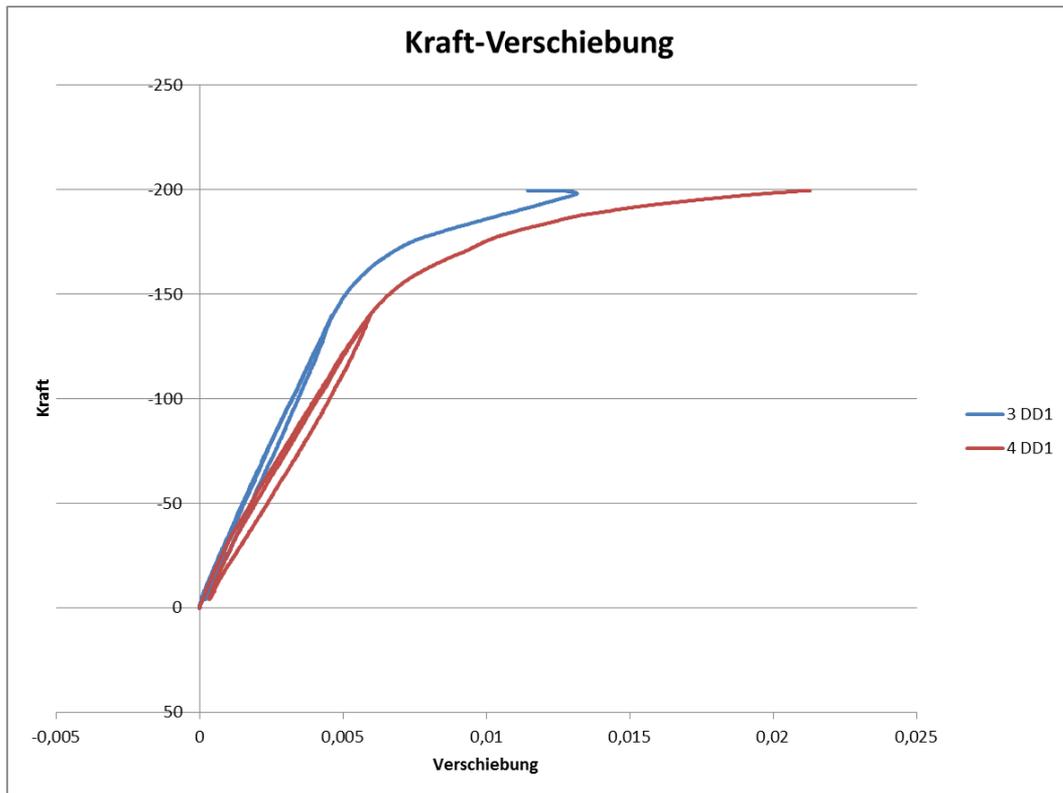
Prüfkörper SikaDur 3



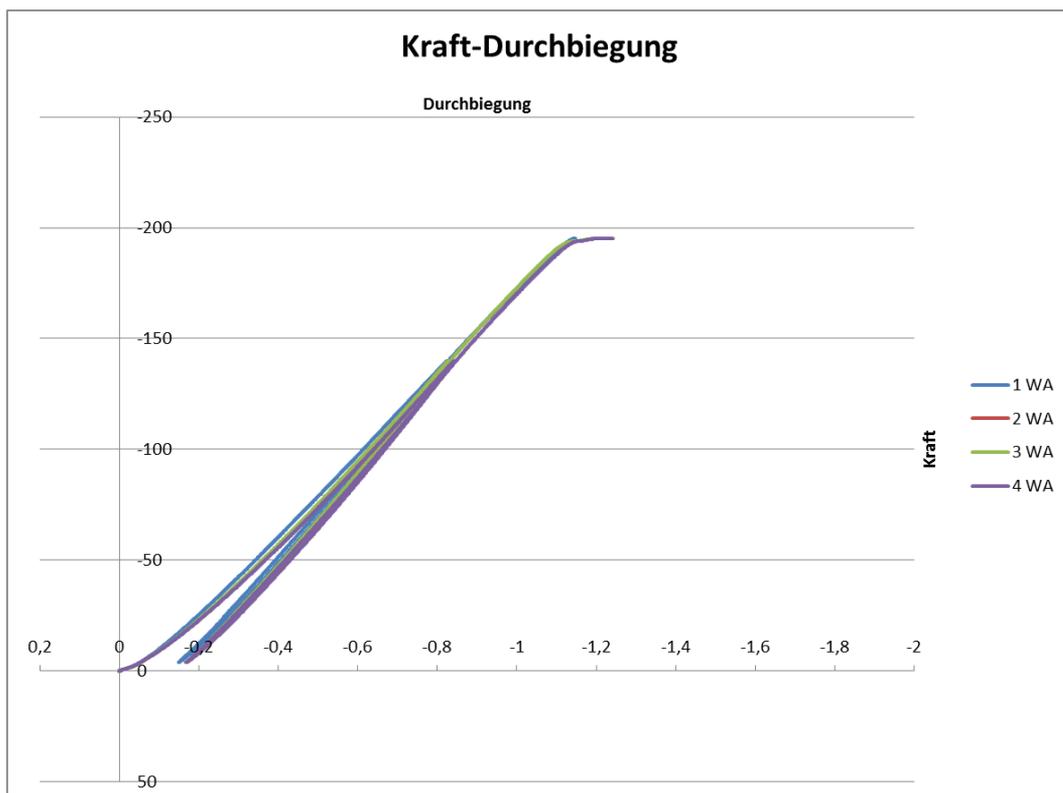


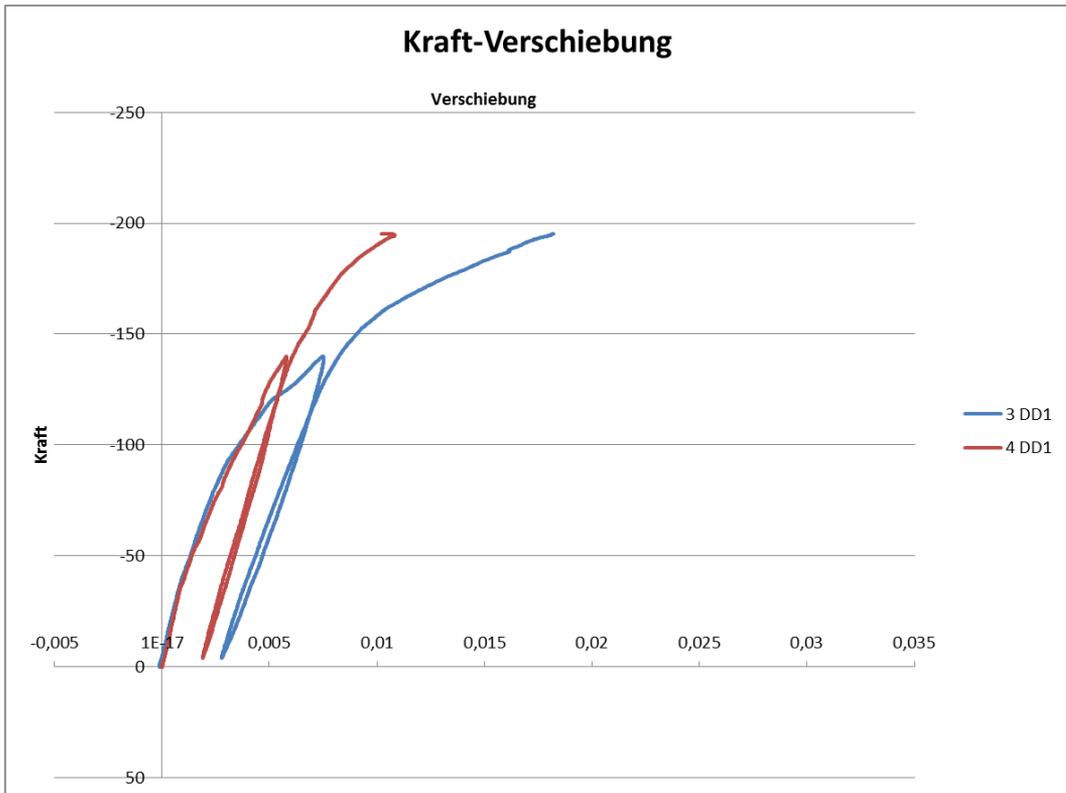
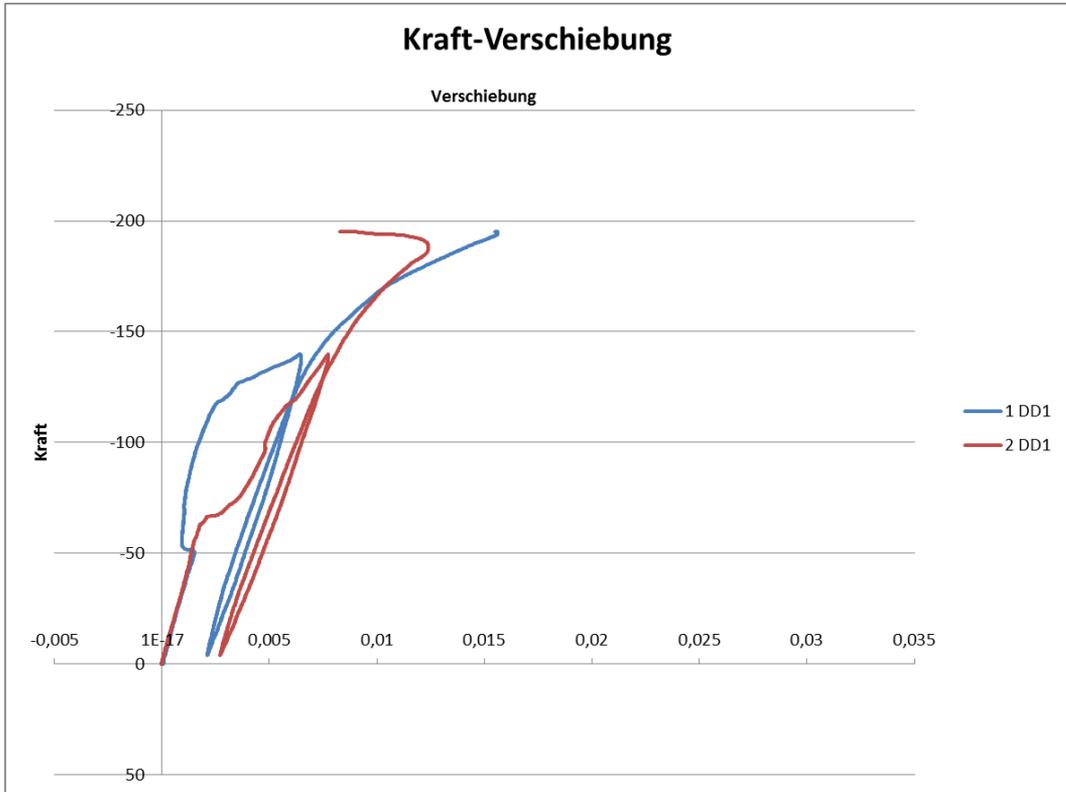
Prüfkörper Stahl 1



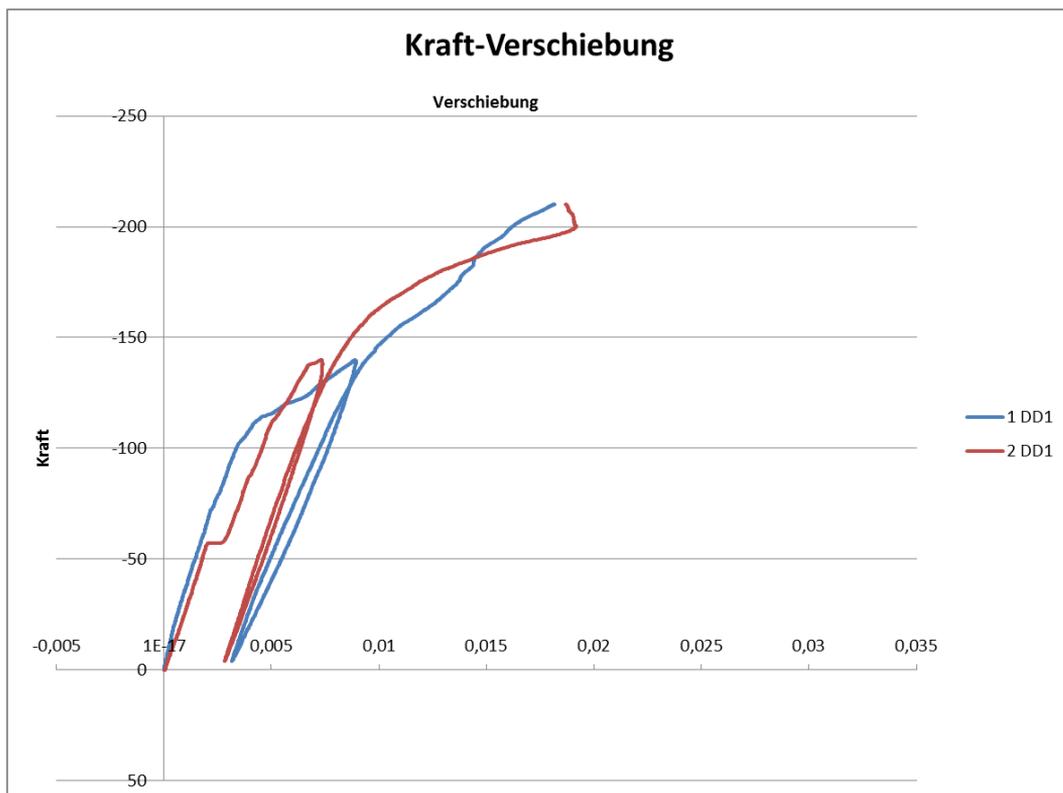
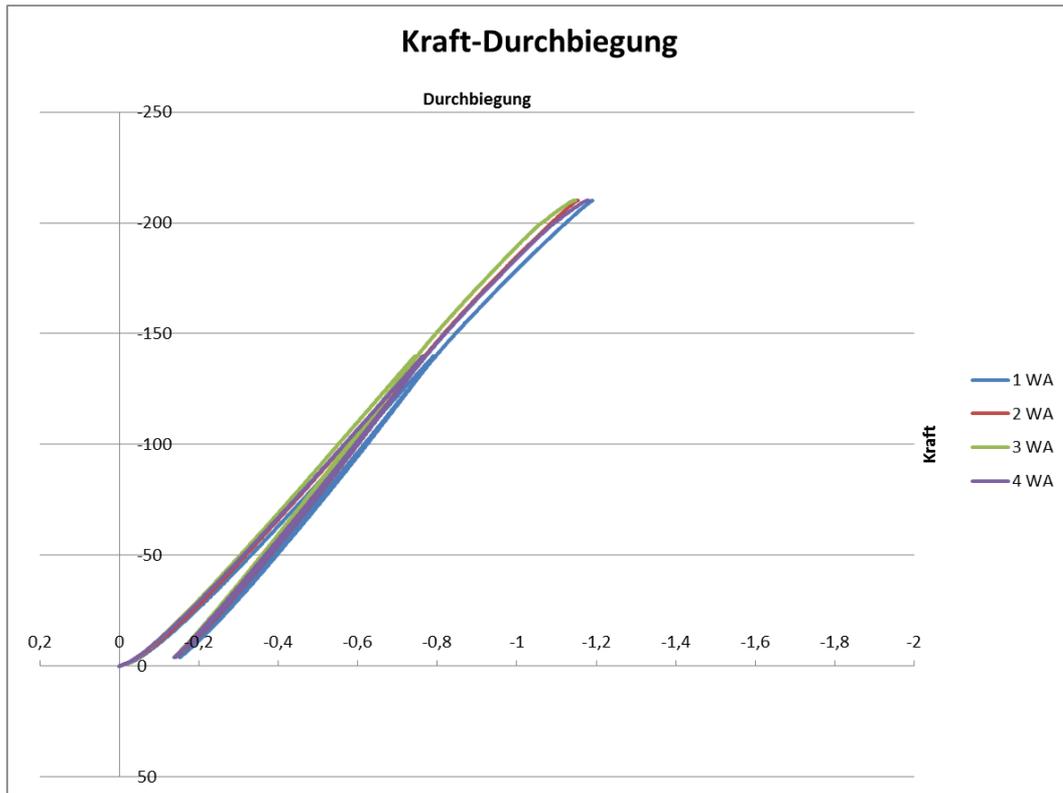


Prüfkörper Stahl 2

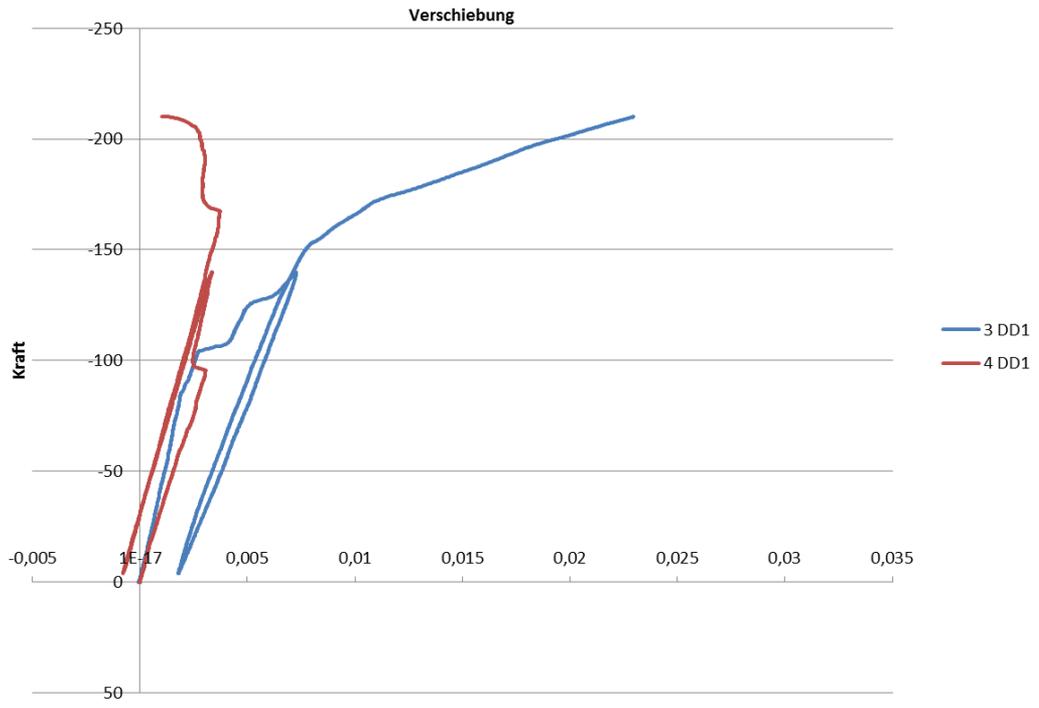




Prüfkörper Stahl 3



Kraft-Verschiebung



Sandstrahlprotokoll

Ausführende Firma:	STIEG GmbH Gewerbestraße 9 8712 Niklasdorf 03842/81038
Strahlanlage:	Druckstrahlgebläse Twister 200 (V=200 Liter) Düsendurchmesser 12mm Luftvolumen Q=9m ³ /min Strahlwinkel ca. 90° Abstand Düse – Werkstück ca. 50cm

Allgemeines		
Probekörper für: Haftzugversuche 1. Versuchsreihe Haftzugversuche 2. Versuchsreihe Haftschiebversuche 2. Versuchsreihe		
Proben / Verwendung	Anzahl	Strahlmittel / Strahl Druck
Stahl Rauheit SR2 Haftzugversuche 1. Versuchsreihe Stahlzylinder h=d=100mm	12	Ti-Grit GHK4 G24 0,6-1,0mm; 7bar
Stahl Rauheit SR2 Haftzugversuche 2. Versuchsreihe Stahlplatten l/b/h=700/300/10mm	6	Ti-Grit GHK4 G24 0,6-1,0mm; 7bar
Stahl Rauheit SR2 Haftschiebversuche 2. Versuchsreihe Stahlplatten l/b/h=700/300/10mm	9	Ti-Grit GHK4 G24 0,6-1,0mm; 7bar

Prüfprotokoll

Metallzugversuch

Test Standard.....EN ISO 6892-1
 Eingangs.Nr.....306/14
 Kunde.....Inst. f. Betonbau
 Material.....Flachzugproben
 Probenbez.....1,2,3
 Lieferant.....Inst. f. Betonbau

Prüfmaschine.....400kN, 74718
 Meßzelle.....HBM D174, EDC 120
 Meßgeräte.....W172
 Testdatum.....2014-12-18
 Temperatur.....RT
 Prüfer/in.....pay

Prüfmaschine.....400kN Zug
 Extensometer längs.....Instron50
 Vorspannung.....60 MPa
 Einspannlänge.....160 mm
 Geschwindigkeit 1.....0 % -> 2 mm/min

Artikel / Projekt.....Inst. f. Betonbau
 Parametersatz.....Inst. f. Betonbau

Legende

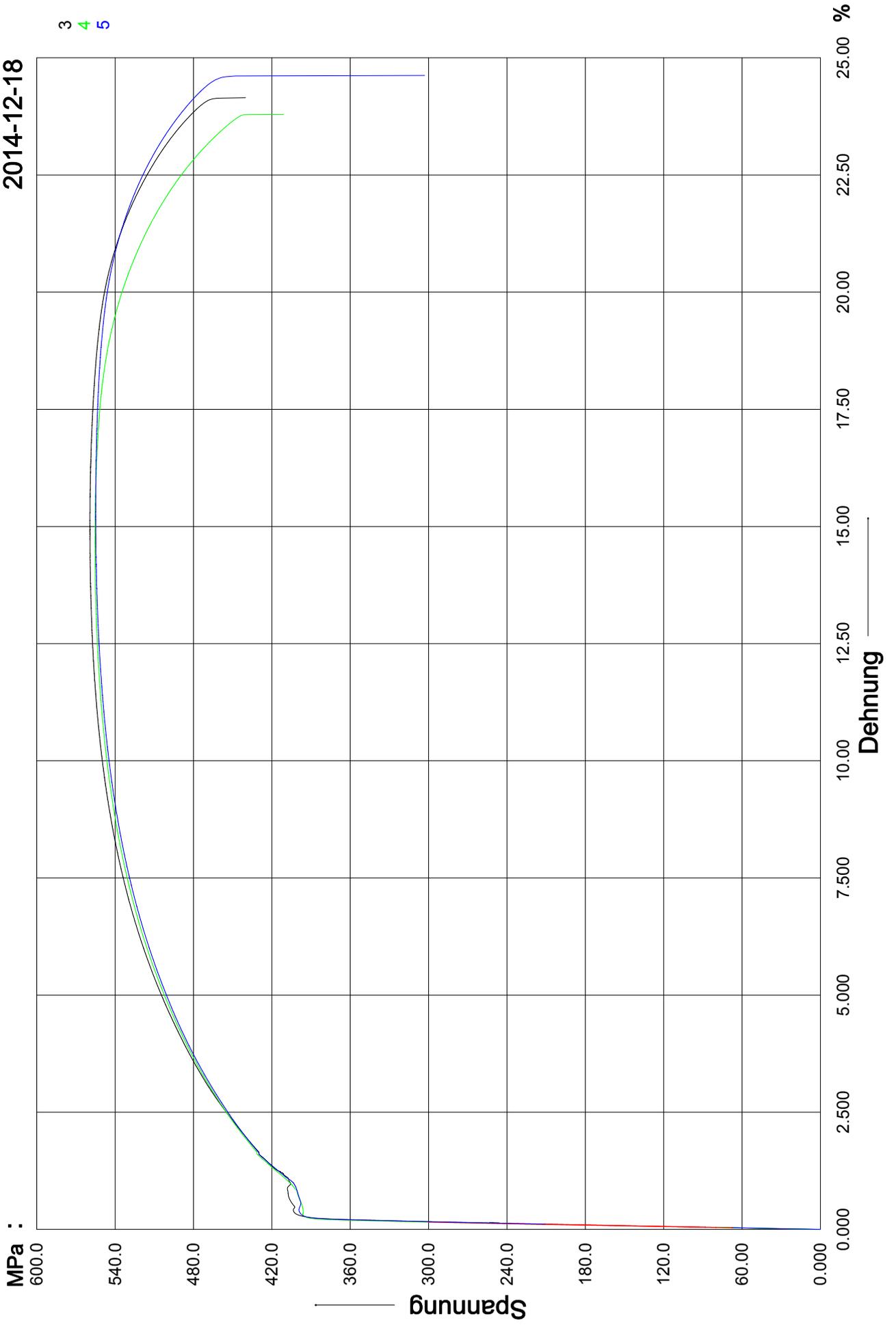
S0.....Querschnittsfläche
 Rp0.2.....0.2% Dehngrenze
 Rm.....Zugfestigkeit
 Fm.....Höchstkraft

E.....E-Modul
 Agt.....Gesamte Dehnung bei Höchstkraft
 Kommentar.....Kommentar

Test Nr.	S0 mm ²	Rp0.2 MPa	Rm MPa	Fm kN	E GPa	Agt %	Kommentar
3	299.8	403.5	559.4	167.7	184.7	15.07	A5 = 25,7 %
4	304.0	396.0	555.5	168.9	195.3	14.61	A5 = 26,3 %
5	304.0	399.2	554.9	168.7	186.5	15.27	A5 = 26,3 %

Test Nr. 3 - 5
EN ISO 6892-1, Material: Flachzugproben

2014-12-18



SikaDur®-31 AUT R

2-komponentiger Klebemörtel

Beschreibung	SikaDur-31 AUT Rapid ist ein feuchtigkeitsverträglicher, thixotroper 2-Komponentenkleber und Reparaturmörtel auf Epoxidharzbasis mit speziellen Füllstoffen, entwickelt für Verarbeitungstemperaturen von +5 °C bis +20 °C.
Anwendung	<p>Als Baukleber, Klebemörtel und Spachtelmasse auf:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Betonelemente - Harte Natursteine - Keramik - Faserzement - Mörtel, Backstein, Mauerwerk - Stahl, Eisen, Aluminium - Holz - Glas - Polyester, Epoxy <p>Als Reparaturmörtel für</p> <ul style="list-style-type: none"> - Kanten - Löcher - Ausgleichen von Maßtoleranzen <p>Als Verfüllmörtel für Fugen und Rissflanken</p>
Vorteile	<ul style="list-style-type: none"> ■ Leichte Verarbeitbarkeit, leichte Mischbarkeit ■ Auf mattfeuchte Betonflächen applizierbar ■ Hohe Früh- und Endfestigkeiten ■ Thixotropisch: Kein Absacken bei vertikalen oder über Kopf Anwendungen ■ Schwundfreies Aushärten ■ Verschiedenfarbige Komponenten (Kontrolle beim Mischen) ■ Es wird kein Primer benötigt ■ Hohe Abrasions- und Stoßfestigkeit ■ Ausgezeichnete Haftung auf vielen Untergründen ■ Gute chemische Beständigkeit ■ Undurchlässig gegenüber Flüssigkeiten und Wasserdampf
Atteste	
Prüfzeugnisse	Geprüft nach EN 1504-4



Produktdaten

Art

Farbton	Komp. A:	weiss
	Komp. B:	dunkelgrau
	Komp. A+B gemischt:	betongrau
Lieferform	Vordosierte Gebinde:	Komp. A+B zu 6,0 kg, Palette mit 480 kg (80 x 6 kg)
	Nicht vordosierte Gebinde:	Komp. A: 20,0 kg Kessel Komp. B: 10,0 kg Kessel Palettenlieferung: 600 kg (20 x 20 kg Komp. A und 10 x 10 kg Komp. B)

Lagerung

Lagerbedingungen / Haltbarkeit	Im ungeöffneten Originalgebinde bei einer Lagertemperatur zwischen +5°C und +30°C: 24 Monate ab Produktionsdatum. Vor direkter Sonneneinstrahlung schützen.
---------------------------------------	---

Technische Daten

Chemische Basis	Epoxidharz
Dichte	1,94 ± 0,1 kg/L (Komp. A+B bei +23°C, gemischt)
Standfestigkeit	Auf vertikalen Flächen kein Absacken bis zu 15 mm Schichtstärke (nach EN 1799).
Schichtdicke	Maximal 30 mm Bei größeren Schichtdicken sind mehrere Applikationen nötig. Um eine Verkürzung der Verarbeitungszeit zu verhindern, sollten einzelne Gebindeeinheiten aufgebraucht und nie mit frisch angemachtem Material vermischt werden.
Thermischer Ausdehnungskoeffizient	6,1 x 10 ⁻⁵ pro °C (zwischen +23°C und +60°C) nach EN 1770

Mechanische / physikalische Eigenschaften

Druckfestigkeit	nach DIN EN 196		
	Aushärtungszeit	+5°C	+20°C
	1 Tag	33 – 43 N/mm ²	52 – 62 N/mm ²
	3 Tage	53 – 63 N/mm ²	58 – 68 N/mm ²
	7 Tage	58 – 68 N/mm ²	69 – 79 N/mm ²

Biegezugfestigkeit	nach DIN EN 196		
	Aushärtungszeit	+5°C	+20°C
	1 Tag	9 - 19 N/mm ²	21 - 31 N/mm ²
	3 Tage	16 - 26 N/mm ²	23 - 33 N/mm ²
	7 Tage	21 - 31 N/mm ²	25 - 35 N/mm ²

Zugfestigkeit	nach ISO 527		
	Aushärtungszeit	+5°C	+20°C
	1 Tag	1 – 11 N/mm ²	11 – 21 N/mm ²
	3 Tage	13 – 23 N/mm ²	12 – 22 N/mm ²
	7 Tage	13 – 23 N/mm ²	14 – 24 N/mm ²

Haftzugfestigkeit

(nach EN ISO 4624, EN 1542 und EN 12188)

Aushärungszeit	Temperatur	Untergrund	Abreissfestigkeit
1 Tag	+ 20°C	Beton trocken	> 4 N/mm ² *
1 Tag	+ 20°C	Beton feucht	> 4 N/mm ² *
1 Tag	+ 10°C	Stahl	6 - 10 N/mm ²
3 Tage	+ 5°C	Stahl	10 - 14 N/mm ²
3 Tage	+ 10°C	Stahl	11 - 15 N/mm ²
3 Tage	+ 20°C	Stahl	13 - 17 N/mm ²

* Betonbruch

Schwindverhalten

Schwindfreies Aushärten

E-Modul

Zug: ~ 5.500 N/mm² (nach 14 Tagen bei +20°C) (ISO 527)
 Druck: ~ 6.000 N/mm² (nach 14 Tagen bei +20°C) (ASTM D695)

Bruchdehnung

0,5 ± 0,1% (7 Tage bei +23°C) (nach ISO 75)

Beständigkeit

Thermische Beständigkeit

Heat Deflection Temperature (HDT):
 +49°C (nach 7 Tagen bei + 23°C) (ISO 75, Dicke 10 mm)

Systemdaten

Verarbeitungshinweise

Verbrauch / Dosierung

1,94 kg/m² pro mm Schichtdicke

Untergrundbeschaffenheit

Mörtel und Beton müssen älter als 28 Tage alt sein (abhängig von den Mindestanforderungen an die Festigkeit). Die Oberflächenfestigkeit (Beton, Ziegel- und Naturstein) muss in jedem Fall überprüft werden. Stahloberflächen müssen bis Reinheitsgrad SA 2,5 entrostet werden.

Untergrundvorbereitung

Beton, Stein, Mörtel, Ziegel:

Die Oberfläche muss unversehrt, sauber, trocken und frei von stehendem Wasser, Fetten und Ölen, Staub, alter Farbe, losen Teilen und anderen Verschmutzungen sein. Die Zementhaut muss restlos entfernt werden.

Stahl

Die Oberfläche muss frei von Ölen, Fetten, Rost oder anderen Substanzen sein, welche die Haftung beeinträchtigen könnten.

Vorbehandlung:

Sandstrahlen, Abschleifen.

Auf Taupunkt (Kondenswasserbildung) achten.

Wenn der gereinigte Stahl nicht sofort verklebt wird, muss die Oberfläche mit SikaGard-63 N vorgestrichen werden, damit der Stahl vor erneutem Rosten geschützt ist.

Andere Oberflächen (Polyester, Epoxy, Glas, Keramik)

Fett- und Ölfrei.

Auf Oberflächen mit tiefer Porosität ist eine Vorbehandlung mit SikaFloor-156 (Primer) nötig. Vor der Aushärtung, SikaDur-31 AUT Rapid nass in nass in SikaFloor-156 verarbeiten.

Verarbeitungsbedingungen / Limiten

Untergrundtemperatur	Mindestens: +5°C Maximal: +20°C
Lufttemperatur	Mindestens: +5°C Maximal: +20°C
Materialtemperatur	Mindestens: +5°C Maximal: +20°C
Untergrundfeuchtigkeit	Auf mattfeuchtem Untergrund mit Bürste gut in die Fläche einarbeiten.
Taupunkt	Auf Kondenswasserbildung achten! Untergrundtemperatur während der Applikation muss mindestens 3 °C über der Taupunkttemperatur liegen.

Verarbeitungsanweisung

Mischen Komp. A : Komp. B = 2 : 1 Gew.- oder Volumsteile

Mischzeit



Fertigpackung:

Komp. B vollständig zu Komp. A geben. Mit elektrischem Handrührgerät mindestens 3 Minuten mischen, bis in der Masse und am Rand sowie am Boden der Dose keine Farbschlieren mehr sichtbar sind und eine gleichmäßige graue Tönung entsteht. Niedertourig mischen, um möglichst wenig Luft einzuführen (max. 600 U/min).

Dann das gemischte Material in einen sauberen Behälter leeren und nochmals für ca. 1 Minute mischen.

Nur soviel mischen wie innerhalb der Topfzeit verbraucht wird.

Nicht vordosierte Grossgebände:

Material in den Kesseln gut aufrühren. Komponenten im richtigen Verhältnis dosieren und wie Fertigpackungen in geeignetem Gefäß mischen. Bei der Mischung von großen Mengen erwärmt sich SikaDur-31 AUT in Folge chemischer Reaktion sehr stark, wodurch die Topfzeit entsprechend verkürzt wird. Deshalb sollten die einzelnen Ansätze nicht mehr als 6 kg betragen. Falls trotzdem größere Mengen angemacht werden, ist es empfehlenswert, das gemischte Material auf verschiedene Kessel aufzuteilen.

Verarbeitungsmethode / -geräte

Bei Applikation einer dünnen Klebeschicht die Mischung auf den vorbehandelten Untergrund mit Spachtel, Kelle, Traufel usw. oder direkt mit der Hand (Gummihandschuhe obligatorisch) auftragen.

Bei der Verwendung als Reparaturmörtel sind Abschaltungen zu empfehlen.

Bei der Verklebung von Metall-Profilen auf vertikalen Oberflächen sind diese während mindestens 12 Stunden (bei 20 °C) mit geeigneten Maßnahmen zu fixieren.

Die ausgehärtete Verklebung ist mit einem Hammer durch Abklopfen zu überprüfen.

Gerätereinigung

Alle Werkzeuge und Verarbeitungsgeräte sind sofort nach Gebrauch mit Sika Colma Reiniger zu reinigen; ausgehärtetes Material kann nur mechanisch entfernt werden.

Topfzeit

+5°C	+10°C	+20°C
ca. 60 Min.	ca. 55 Min.	ca. 45 Min.

Angaben für 200 g / nach EN ISO 9514

Die Topfzeit beginnt beim Mischen. Sie ist kürzer je höher die Temperaturen sind und je grösser die gemischte Menge ist.

Um längere Offenzeiten bei hohen Temperaturen zu erreichen, die Komponenten in Portionen aufteilen. Eine andere Methode ist die einzelnen Komp. A und Komp.

B vor dem Mischen zu kühlen (nicht unter 5 °C).

Weitere Hinweise Alle im Technischen Merkblatt angeführten Werte basieren auf Laboruntersuchungen. In der Praxis können die Werte durch verschiedene Einflüsse davon abweichen.

Aushärtungsbedingungen

Hinweise Die SikaDur-Harze wurden so formuliert, dass sie unter Dauerbelastung ein möglichst geringes Kriechen haben. Auf Grund des Kriechverhaltens, welches alle Polymere unter Belastung haben, ist bei der Bemessung der zulässigen Last das Kriechen zu berücksichtigen. Die ständige, wirkliche Last auf die Verklebung darf grundsätzlich nur 20 - 25% der Bruchlast betragen. Zusätzliche Sicherheitsfaktoren sind in diesem Fall nicht zu berücksichtigen. Für die Bemessung spezieller Probleme ist mit einem Bauingenieur Kontakt aufzunehmen.

CE-Kennzeichnung

		
0921		
Sika Schweiz AG Tüffenwies 16-22 CH-8048 Zürich 1001		
08		
0921-CPD-2054		
EN 1504-4		
Kleber für Bauzwecke zum Kleben von Mörtel oder Beton für andere Verwendungszwecke als solche mit geringen Leistungsanforderungen		
Haftvermögen/Adhäsion Zugfestigkeit		bestanden (Betonbruch)
Schrägscherfestigkeit auf Stahl	50° C 60° C 70° C	≥ 50 N/mm ² ≥ 60 N/mm ² ≥ 70 N/mm ²
Scherfestigkeit		≥ 12 N/mm ²
Druckfestigkeit		≥ 30 N/mm ²
Schwinden/Quellen		≤ 0.1%
Verarbeitungszeit		30 min. bei 20°C
Wasserempfindlichkeit		bestanden
E-Modul		≥ 2.000 N/mm ²
Thermischer Wärmeausdehnungskoeffizient		≤ 100 * 10 ⁻⁶ je K
Glasübergangstemperatur		≥ 40°C
Brandverhalten		Klasse E
Dauerhaftigkeit		bestanden
Gefährliche Stoffe	Übereinstimmung mit 5.4	keine

Sicherheitsvorschriften

Wichtige Sicherheitshinweise Für detaillierte Angaben konsultieren Sie bitte das aktuelle Sicherheitsdatenblatt unter www.sika.at

Rechtliche Hinweise

Die Angaben, insbesondere die Vorschläge für die Verarbeitung und Verwendung unserer Produkte, beruhen auf unseren Kenntnissen und Erfahrungen im Normalfall zur Zeit der Drucklegung. Je nach den konkreten Umständen, insbesondere bezüglich Untergründen, Verarbeitung und Umweltbedingungen, können die Ergebnisse von diesen Angaben abweichen. Sika garantiert für ihre Produkte die Einhaltung der technischen Eigenschaften gemäss den Produktdatenblättern bis zum Verfalldatum. Produktanwender müssen das jeweils neueste Produktdatenblatt unter «www.sika.at» abrufen. Es gelten unsere aktuellen allgemeinen Geschäftsbedingungen.



Sika Österreich GmbH
Dorfstrasse 23
6700 Bludenz-Bings

Tel. +43 (0)50 610 0
Fax +43 (0)50 610 1901
www.sika.at
info@sika.at





INDUBOND-VK4031

Thixotroper 2K-Epoxy-Universalkleber

Art.-Nr. 5 55053

Eigenschaften:

INDUBOND-VK4031 ist ein lösemittelfreies 2-komp. Epoxidharz mit nachfolgenden Eigenschaften:

- hohe Haftzugfestigkeit
- hohe Druck- und Biegezugfestigkeit
- beständig gegen eine Vielzahl von verdünnten Säuren, Laugen, betonangreifenden Wässern
- haftet auf feuchten Untergründen
- Erhärtet ohne Schwinden

Einsatzgebiete:

INDUBOND-VK4031 ist eine thixotrope Klebe- und Spachtelmasse und wird auf verschiedenen Untergründen im Boden- und Wandbereich und über Kopf eingesetzt.

INDUBOND-VK4031 findet Anwendung als Kleber oder Spachtelmasse für:

- Betonplatten,
- Fertigestrichplatten
- Betonfertigteilen (z. B. Schachtringen)
- das Verkleben von Metallen, Keramiken oder Kunststoffen
- Kleber für INDUBOND-Tape-3000

Ferner geeignet als wasserdichte Fugenmasse

- als Spachtelmasse für statische Risse
- als schneller Reparaturmörtel für Betonflächen

Technische Daten:

Basis:	2-komp. Epoxidharz
Farben:	grau
Viskosität:	Spachtelkonsistenz
Dichte:	ca. 1,40 g/cm ³ bei +23° C
Materialverbrauch:	ca. 1,40 kg/m ² mm Schichtdicke
Mischungsverhältnis:	2:1 nach Gew.-Teilen
Verarbeitungszeit:	ca. 90 Min. bei +23° C
Kleboffene Zeit:	ca. 120 Min. bei +23° C
Mindesthärtetemp.:	+ 10° C
überarbeitbar:	nach mind. 16 Std. max. 24 Std. bei +23° C
Leicht/voll belastbar:	nach 48 Std./7 Tg. bei +23° C

Haftfestigkeit:	Betonbruch
Biegezugfestigkeit:	ca. 30 N/mm ² (DIN EN 196-1)
Druckfestigkeit:	ca. 60 N/mm ² (DIN EN 196-1)

INDUBOND-VK4031 erfüllt alle Anforderungen der Norm ASTM C-881 Type I und IV, Grade 3, Class B und C.

Reinigung:

Alle Arbeitsgeräte müssen bei jeder Arbeitsunterbrechung sorgfältig mit Wasser gereinigt werden.

Lieferform:

INDUBOND-VK4031 ist in 6 kg-Gebinden lieferbar. Beide Komponenten werden im abgestimmten Mischungsverhältnis geliefert.

Lagerung:

Beide Komponenten (A und B) sind im geschlossenen Gebinde mind. 24 Monate lagerfähig. Trocken und über +10° C aufbewahren! Wird INDUBOND-VK4031 unter 10 °C gelagert, kann die A-Komponente „hart“ werden. Dieser Zustand ist reversibel, indem die A-Komponente 72 Stunden bei über +25 °C bis maximal +30 °C gelagert wird. Danach kann man die A-Komponente wieder entsprechend dem technischen Merkblatt verarbeiten.

Untergrund:

Die zu bearbeitenden Flächen müssen

- trocken, fest, tragfähig und griffig sein,
- frei sein von trennenden und haftungsmindernden Substanzen, geschützt sein vor rückseitiger Feuchtigkeitseinwirkung

Je nach Beschaffenheit des zu bearbeiten den Untergrundes sind geeignete Verfahren, wie z.B.

- Kugelstrahlen, Fräsen, Schleifen, Saugen, oder Granulatstrahlen zur Vorbereitung einzusetzen.
- Stahlflächen sind metallisch rein (SA 2 ½) vorzubehandeln.

INDUBOND-VK4031

Entsprechend des jeweiligen Untergrundes sind außerdem folgende Kriterien zu erfüllen:

Zementgebundene Flächen:

- Güte des Betons: mind. C 20/25
- Güte des Estrichs: mind. EN 13813 CT-C25-F4
- Alter: mind. 28 Tage
- Haftzugfestigkeit: = 1,5 N/mm²
- Restfeuchte: < 6% (CM-Methode)

Verarbeitung:

Komponente A (Harz) und Komponente B (Härter) werden im abgestimmten Mischungsverhältnis geliefert. Die B-Komponente wird zu der A-Komponente hinzugegeben. Es ist darauf zu achten, dass der Härter restlos aus seinem Behälter herausläuft. Das Vermischen der beiden Komponenten hat mit einem geeigneten Rührgerät bei ca. 300 U/min. (z. B. Bohrmaschine mit Rührwerk) zu erfolgen. Dabei ist wichtig, auch von den Seiten und vom Boden her aufzurühren, damit sich der Härter gleichmäßig verteilt. Es wird solange gerührt, bis die Mischung homogen (schlierenfrei) ist; Mischzeit ca. 3 Minuten. Die Materialtemperatur sollte beim Mischvorgang ca. + 15° C betragen. **Das vermischte Material nicht aus dem Liefergebilde verarbeiten!** Die Masse ist in ein sauberes Gefäß umzutopfen und nochmals sorgfältig durchzurühren. Das Untermischen von Luft ist zu vermeiden. Das vermischte Material ca. 5 Minuten vor dem Verguss stehen lassen, damit die eingemischte Luft entweichen kann.

Applikation/Verbrauch (Klebemörtel):

INDUBOND-VK4031 wird auf den vorbereiteten Untergrund mit einer Traufel, Glätt- bzw. Zahnkelle aufgetragen und gleichmäßig für den jeweiligen Zweck auf den Untergrund verteilt.

Mindestklebeschichtdicke: 2,0 mm

Materialverbrauch: ca. 1,40 kg/m² mm
Schichtdicke

Bei der Verklebung von Betonelementen (Schachtringen) ist nach dem Aufsetzen der einzelnen Betonteile der überschüssige Kleber mit einem Spachtel/Kelle zu entfernen. Als Vergussmörtel wird INDUBOND-VK4031 in die vorbereiteten Öffnungen eingebracht. Sorgfältiges Einbringen und Verdichten zur Vermeidung von Hohlräumen ist besonders zu beachten.

Physiologisches Verhalten und Schutzmaßnahmen:

INDUBOND-VK4031 ist nach vollkommener Aushärtung physiologisch einwandfrei. Der Härter (Komponente B) ist ätzend. Deshalb ist unbedingt darauf zu achten, dass die Haut nicht mit dem Härter in Berührung kommt. Es empfiehlt sich, beim Arbeiten Schutzhandschuhe zu tragen. Verschmutzungen mit viel Wasser und Seife, am besten unter Zusatz von 2% Haushaltsessig, reinigen. Gelangen Spritzer ins Auge, sofort mit viel Wasser ausspülen. Anschließend mittels einer mit Borwasser gefüllten Augenwaschflasche – erhältlich in Sanitätsfachgeschäften – nachspülen, dann sofort den Augenarzt aufsuchen. Im Übrigen sind auf jeden Fall die allgemeinen Schutzvorschriften der Berufsgenossenschaft einzuhalten.

Wichtige Hinweise:

- Höhere Temperaturen verkürzen die Verarbeitungszeit. Niedrigere Temperaturen verlängern die Verarbeitungs- und Erhärtungszeit. Der Materialverbrauch erhöht sich ebenfalls bei niedrigeren Temperaturen.
 - Die Haftung der einzelnen Schichten aufeinander kann durch Einwirkung von Feuchtigkeit und Verunreinigung zwischen den einzelnen Arbeitsgängen stark gestört werden.
 - Tritt zwischen den einzelnen Arbeitsgängen eine längere Wartezeit ein oder sollen mit Flüssigkunstharzen bereits behandelte Flächen nach einem längeren Zeitraum erneut beschichtet werden, so ist die alte Oberfläche gut zu reinigen und gründlich anzuschleifen. Danach ist eine vollständige, porenfreie Neuversiegelung vorzunehmen. Es genügt nicht, nur einmal zu überstreichen.
 - Mörtelsysteme müssen nach ihrer Applikation für ca. 4 - 6 Stunden vor Feuchtigkeit (z. B. Regen-, Tauwasser) geschützt werden. Feuchtigkeit bewirkt eine Weißfärbung und/oder eine Klebrigkeit der Oberfläche und kann zu Störungen bei der Aushärtung führen. Verfärbte und/oder klebrige Oberflächen sind, z. B. durch Schleifen oder Strahlen, abzutragen und erneut zu überarbeiten.
 - Anwendungen, die nicht eindeutig in diesem Technischen Merkblatt erwähnt werden, dürfen erst nach Rücksprache und schriftlicher Bestätigung mit bzw. durch die Anwendungstechnik der
-

INDUBOND-VK4031

SCHOMBURG ICS GmbH erfolgen.

- Ausgehärtete Produktreste sind unter der Abfallschlüsselnummer 57123 „Epoxidharz“ zu entsorgen.

GISCODE: RE 1