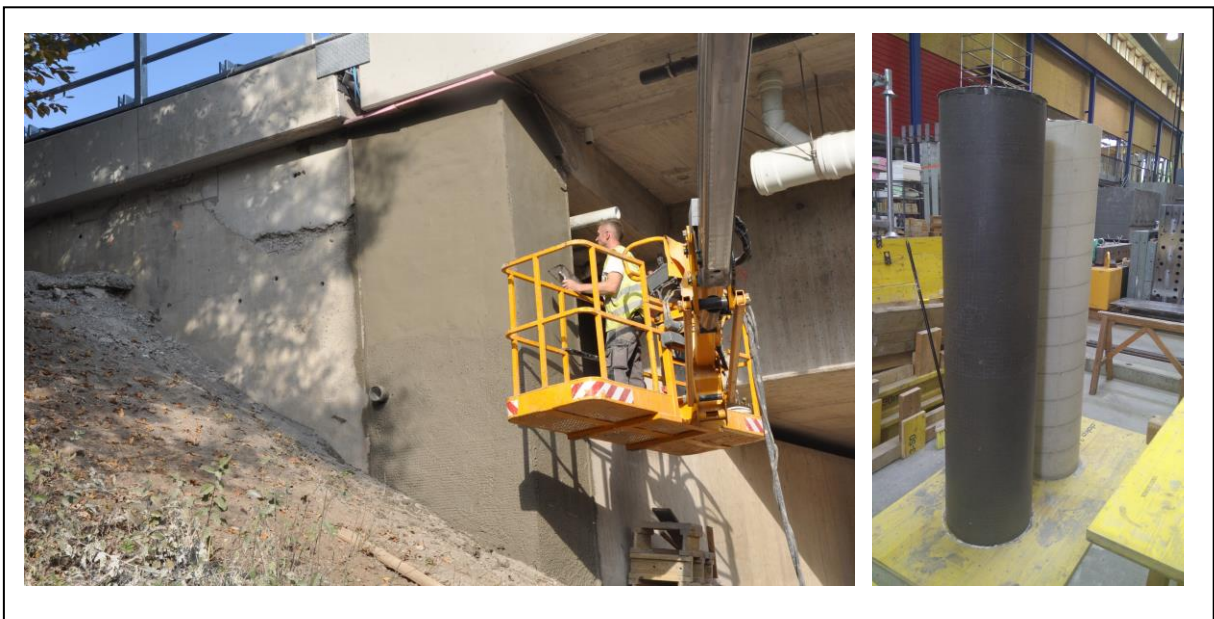


Textilbeton für die Instandsetzung und Ertüchtigung von Verkehrsbauten RetroTeC

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2015
(VIF2015)

Dezember 2018



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
A – 1030 Wien

 Bundesministerium
Verkehr, Innovation
und Technologie

ÖBB-Infrastruktur AG
Nordbahnstraße 50
A – 1020 Wien



Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
A – 1010 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Institut für Betonbau, Technische Universität Graz
Lessingstrasse 25
A - 8010 Graz



Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie mit
angeschlossener TVFA, Technische Universität Graz
Inffeldgasse 24
A - 8010 Graz



Labor für Konstruktiven Ingenieurbau,
Technische Universität Graz
Inffeldgasse 24
A - 8010 Graz



Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien

 **FFG**
Forschung wirkt.

Mit Unterstützung:

STRABAG AG
Breitwies 32
A – 5303 Thalgau



Textilbeton für die Instandsetzung und Ertüchtigung von Verkehrsbauten RetroTeC

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2015)

AutorInnen:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Nguyen Viet TUE
Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.-Ing. Markus KRÜGER
Priv.-Doz. Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard FREYTAG

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
ÖBB-Infrastruktur AG
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Technische Universität Graz, Institut für Betonbau
Technische Universität Graz, Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie
Technische Universität Graz, Labor für Konstruktiven Ingenieurbau

Inhalt

1. STAND DER TECHNIK	7
1.1 Einführung.....	7
1.2 Textile Bewehrung.....	8
1.2.1 Begriffe	8
1.2.2 Fasern	9
1.2.3 Imprägnierung	13
1.2.4 Textilien	15
1.3 Feinbeton	17
1.3.1 Definition	17
1.3.2 Anforderungen.....	18
1.3.3 Zusammensetzung	18
1.3.4 Verarbeitung	23
1.4 Herstellung	24
1.4.1 Verfahren.....	24
1.4.2 Durchführung.....	26
1.5 Tragverhalten	30
1.5.1 Allgemein.....	30
1.5.2 Textile Bewehrung	32
1.5.3 Zugfestigkeit	33
1.6 Verbund von Altbeton und Textilbeton	36
1.6.1 Optimale Vorbereitung.....	36
1.6.2 Verstärken mit Textilbeton	36
1.6.3 Versagensmechanismen	37
1.6.4 Praxisbezogene Bauwerksverstärkungen mit Textilbeton	39
1.7 Stützenverstärkung	41
1.8 Dauerhaftigkeit	45
1.9 Praktische Beispiele der Anwendung	47
1.9.1 Hyparschale Fachhochschule Schweinfurt, Deutschland	48
1.9.2 Wohn- und Geschäftshaus Prag, Tschechien	49
1.9.4 Fertigungshalle Koblenz, Deutschland.....	50
1.9.5 Zuckersilo Uelzen, Deutschland.....	51
1.9.6 Bogenbrücke in Nalia, Deutschland	52

1.9.6	Wehr Horkheim, Deutschland	52
2.	BETONREZEPTUREN UND HERSTELLUNGSVERFAHREN	55
2.1	Grundlagen der Feinbetonmischungen	55
2.2	Entwicklung von Feinbetonen	56
2.2.1	Korngrößenverteilungen der Mischungen	58
2.3	Durchgeführte Untersuchungen und Ergebnisse	60
2.3.1	Ergebnisse zur Verarbeitbarkeit.....	60
2.3.2	Festigkeit und Schwindverhalten	61
2.3.3	Erstarrungszeiten	64
2.3.4	Ultraschallversuche	64
3.	TRAGVERHALTEN	67
3.1	Materialauswahl und Herstellung der Versuchskörper.....	67
3.2	Versuche der Serie 1.....	72
3.3	Versuche der Serie 2.....	76
4.	FESTBETONEIGENSCHAFTEN, DAUERHAFTIGKEIT UND UMWELTWIRKUNGEN DER BESPRÜHTEN UND GEGOSSENEN PLATTEN...	83
4.1	Sprühversuche	83
4.1.1	Vorversuche an kleinen Platten	83
4.1.2	Sprühen an großen Platten.....	85
4.2	Probekörper und Probekörpergewinnung für die Bestimmung der Festbetoneigenschaften bzw. Dauerhaftigkeitsperformance	87
4.3	Festbetoneigenschaften der aufgesprühten Platten	89
4.4	Ergebnisse zur Dauerhaftigkeit	90
4.4.1	Dichtigkeit – Wasseraufnahme, offene Porosität und Gesamtporosität.....	91
4.4.2	Beschleunigte Karbonatisierung gem. ACC-Test.....	92
4.4.3	Chloriddiffusion.....	96
4.4.4	Frost-Tausalz-Beständigkeit – CDF-Test.....	99
4.5	Einstufung der Feinbetone	100
4.6	Umweltwirkungen.....	101
5.	VERBUND BESTAND- / NEUBETON	104
5.1	Haftzugversuche	104
5.2	Haftscherversuche	108
5.3	FE-Simulationen bzg. Schwinden und Temperaturänderungen.....	112
6.	GROSSVERSUCHE.....	114

6.1	Instandsetzung von Teilflächen mit Textil-Feinbeton am Brückenbauwerk E32 Gabersdorf	114
6.1.1	Bestandssituation und Sanierungsvorschlag	114
	Sanierungsfläche 1	114
	Sanierungsfläche 2	116
6.1.2	Durchführung der Betoninstandsetzung mittels Textilbeton	117
	Sprühgerät.....	118
	Ausgewählte Spritzfeinbeton-Mischung für die Instandsetzung.....	118
	Instandsetzungsablauf.....	119
6.1.3	Bestandssituation der sanierten Fläche	128
6.2	Konstruktive Verstärkung von Mittelstützen mit Textilbeton	129
6.2.1	Versuchsdurchführung.....	129
6.2.2	FE-Analyse der Versuche	139
7.	BEMESSUNGSKONZEPT	142
7.1	Zugverstärkung bei Biegebauteilen	142
7.2	Verstärkung von Druckgliedern	145
7.2.1	Lasteinleitungsbereich	146
7.2.2	Außerhalb der Lasteinleitung	147
7.3	Begrenzung der Rissbreite	148
7.3.1	Risse infolge gegenseitiger Behinderung.....	148
7.3.2	Risse infolge der Lastbeanspruchung	148
8.	LEITFADEN.....	150
9.	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	152
9.1	Eigenschaften der Richtrezeptur für weitere Ausführungen	152
9.2	Ausblick.....	154
10	LITERATURVERZEICHNIS	155
11	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	166
12	TABELLENVERZEICHNIS	172

1. STAND DER TECHNIK

1.1 Einführung

Beton und speziell stahlbewehrter Beton ist seit Jahrzehnten das meistverwendete Konstruktionsmaterial weltweit zur Herstellung von Straßen, Brücken, Tunnel, Stützwände etc. Stahlbeton ist universell einsetzbar und kann beinahe überall in großer Menge, robust und preiswert, hergestellt werden. Allerdings besitzt er auch einen großen Nachteil: die Stahlbewehrung kann korrodieren und zu erheblichen Schäden führen. Daher wurden bereits Mitte der 1990er Jahre erste Ideen zu korrosionsbeständigen Textilgelegen, aus Glas oder Carbon, entwickelt, aus denen die großen Sonderforschungsprojekte SFB 528 [1] und 532 [2] in Deutschland entstanden [3], [4].

Die Verwendung von technischen Textilien als Ersatz für den herkömmlichen Bewehrungsstahl führte zu den Begriffen „textilbewehrter Beton“ oder kurz „Textilbeton“ (engl. textile reinforced concrete). Gemäß den Überlegungen des C3-Consortiums (Carbon Concrete Coposite; siehe auch <https://www.bauen-neu-denken.de/>) liegt die Zukunft im Carbonbeton, welcher sowohl für Neubauten, als auch zur Verstärkung und Instandsetzung eingesetzt werden soll. Mögliche Einsätze reichen von ermüdeten oder durch Frost und Tausalz beanspruchten Bauwerken wie Brücken- und Tunnelbauwerken bis zu gekrümmten oder gebogenen Bauwerken, wie z.B. Eisenbahnbrücken. Überall dort, wo hohe Lasten von der vorhandenen Bewehrung nicht mehr sicher aufgenommen werden können, besteht durch die Verwendung von Textilbeton die Möglichkeit des physikalischen und mechanischen Schutzes von vorhandener Bewehrung oder gar die Möglichkeit der konstruktiven Verstärkung.

Der Beton wird dabei mit gitterartigen Textilien bis hin zu stabförmigen Bewehrungen aus korrosionsbeständigem nichtmetallischen Fasermaterialien wie Carbon, Glas, Aramid, Basalt etc. bewehrt. Der Vorteil dieser dauerhaften Bewehrung ist zum einen die Möglichkeit sehr dünne Schichten aus nur wenigen Textilgelegen und geringer Betondeckung herzustellen. Andere positive Aspekte sind das geringe Gewicht der zumeist flexiblen und biegsamen Textilgelege und die hohen Zugfestigkeiten von bis zu ca. 3000 N/mm² [2], um nur einige Vorteile zu nennen.

Die folgende Aufzählung gibt einen Überblick über Vor- und Nachteile von textilbewehrtem Beton mit dem Fokus auf Carbonfasern.

Vorteile:

- keine bzw. keine nennenswerte Ermüdung
- alkali- und korrosionsbeständig, feuerbeständig
- geringes Eigengewicht
- sehr hohe Zugfestigkeit und Steifigkeit
- als textiles Gelege biegsam (hohe Anpassung an die Umgebung)
- elektrische und thermische Leitfähigkeit (besitzt in Längsrichtung einen negativen Wärmeausdehnungskoeffizienten)
- Einbringen von wenigen Lagen bis nur 1 Lage, d.h. wenige Arbeitsschritte notwendig
- geringe Schichtdicken (geringe Betondeckung) des Textilbetons von wenigen Millimetern
- gute Verbindung zwischen Textilgelege und Beton, dadurch hohe Lebensdauer
- dichtes Gefüge des Textilbetons
- bei ausreichendem Bewehrungsgrad Rissverteilung mit geringer Rissbreite

Nachteile:

- keine Vorspannung der Textilbetonschicht möglich
- Gewinnung aus PAN (Polyacrylnitril) oder Pech. Häufigster Ausgangsrohstoff = Erdöl
- wenig Erfahrungen bezüglich Rezyklierung
- geringe Erfahrung am Bau
- keine standardisierten Regeln zur Bemessung

1.2 Textile Bewehrung

1.2.1 Begriffe

Bei textilen Bewehrungen werden Begriffe aus der Textiltechnik verwendet. Diese werden im Folgenden erläutert.

Textilien werden aus Endlosfaserbündeln – sogenannten *Rovings* – hergestellt. Die Rovings bestehen in der Regel aus mehreren Tausend *Endlosfasern* oder *Filamenten*, die in der Regel zunächst zu Strands (geringe Anzahl von Filamenten) zusammengefasst werden. Anders als bei der Stabstahlbewehrung ist die Angabe eines Roving-Durchmessers nicht

sinnvoll, da dieser aus vielen Einzelfasern besteht und keine homogene gleichförmige Packungsdichte vorliegt. Die Stärke bzw. der Querschnitt eines Rovings wird meist über die Anzahl der Filamente, aus denen der Roving besteht, (z.B. 24k = 24000 Filamente) angegeben. Da die einzelnen Filamente selbst meist recht konstant runde Querschnitte aufweisen und statistisch ein mittlerer Durchmesser angegeben werden kann, kann damit der wirksame Gesamtquerschnitt bereits gut abgeschätzt werden.

Eine andere Maßangabe für einen Roving ist die *Feinheit* f . Die Feinheit ist eine Gewichtsangabe für einen 1000 Meter langen Roving und wird in der Maßeinheit *tex* angegeben [1].

$$1 \text{ tex} = \frac{1 \text{ g}}{1000 \text{ m}} \quad (1.1)$$

Bei dieser Maßeinheit lässt sich die Querschnittsfläche A aus der Feinheit f durch Division durch die Dichte ρ des Materials einfach und relativ genau berechnen [1].

$$A = \frac{f}{\rho} \quad (1.2)$$

Beispielsweise hat ein Carbonroving mit einer Feinheit $f = 800 \text{ tex}$ und einer Dichte $\rho = 1,80 \text{ g/cm}^3$ eine Querschnittsfläche A von $0,44 \text{ mm}^2$ [1].

$$A_{\text{beispielhafter Carbonroving}} = \frac{800 \text{ tex}}{1,80 \frac{\text{g}}{\text{cm}^3}} \cdot 10^3 = 0,44 \text{ mm}^2 \quad (1.3)$$

Im Rahmen der Herstellung wird auf die einzelnen Filamente eine *Schlichte* aufgebracht. Diese beeinflusst die Eigenschaften bei der Textilherstellung und der eventuell darauf folgenden Imprägnierung bzw. Tränkung (z.B. mit Epoxydharz oder Styrol-Butadien) positiv. Zudem haben die Schichten oftmals auch einen positiven Einfluss auf die anwendungsrelevanten Eigenschaften wie nutzbare Festigkeit oder Verbundverhalten [1].

Gegenüber den früheren Ansätzen zum Textilbeton, wo unimprägnierte Textilien in Beton eingesetzt wurden, werden heutzutage nahezu alle kommerziell gefertigten Rovings bzw. Textilien mit einer *Imprägnierung* versehen. Dabei wird in die Faserzwischenräume eine flüssige Substanz eingebracht, die dann erhärtet. Sie verbessert unter anderem den Zusammenhalt der einzelnen Fasern im Roving [1]. Darauf wird in Abschnitt 1.2.2 genauer eingegangen.

1.2.2 Fasern

Fasermaterial

Für Textilbeton haben sich Carbon und alkaliresistentes Glas (AR-Glas) als Fasermaterialien durchgesetzt. Aramid, Basalt und Stahl sind von ihren mechanischen Eigenschaften ebenfalls geeignet, hier ist die Frage der Dauerhaftigkeit aber derzeit noch nicht geklärt. Der Kilopreis für Carbonfasern liegt deutlich über dem von AR-Glasfasern. Aufgrund der guten Eigenschaften und insbesondere der hohen nutzbaren Dauerfestigkeit von Carbonfasern in Beton dürften diese in der Regel für die Textilbeton-Verstärkung von Stahlbetontragwerken die wirtschaftlichere Lösung darstellen [1].

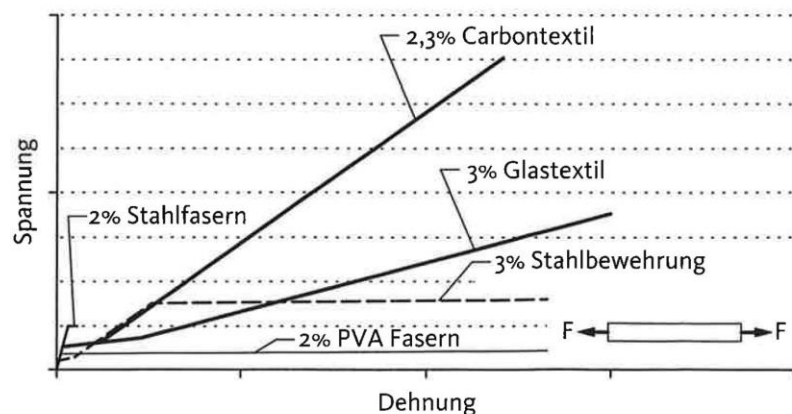


Abbildung 1.1: Vergleichen der Festigkeitseigenschaften des Fasermaterials

Carbonfasern

Carbonfasern sind tiefschwarze, synthetisch hergestellte Fasern. Die im Bauwesen eingesetzten Carbonfasern werden aus Polyacrylnitril-Fasern (PAN-Fasern) hergestellt. PAN-Fasern sind ein Standardprodukt, das weltweit in großen Mengen relativ preiswert verfügbar ist. Bei der Herstellung der Carbonfasern werden die PAN-Fasern unter anderem auf bis zu 3000 °C erhitzt und dabei gestreckt. Dabei können Eigenschaften wie Elastizitätsmodul und Festigkeit eingestellt werden. Carbonfasern sind mit Elastizitätsmoduln von 180.000 N/mm² bis über 800.000 N/mm² verfügbar. Diese sind aufgrund einer aufwendigen Herstellung entsprechend hochpreisig, wobei die Bruchdehnung der hochmoduligen Fasern in der Regel sehr gering ist. Die im Bauwesen eingesetzten Carbonfasern weisen in der Regel eine hohe Festigkeit und einen Elastizitätsmodul in der Größe von Baustahl auf. Diese sind in großen Mengen verfügbar und vergleichsweise preiswert [1].

Carbonfasern sind im großen Umfang beständig gegen Säuren und Laugen, so auch im alkalischen Milieu des Betons. Sie werden im Bauwesen als Rovings mit mehreren Tausend Endlosfasern eingesetzt. Üblich sind 12k-, 24k- und 50k-Rovings. Die einzelnen Fasern

haben einen Durchmesser von 5 bis 10 μm . Ihre Dichte liegt ungefähr zwischen 1,7 und 1,8 g/cm^3 [1].

Die mechanischen Eigenschaften von Carbonfasern sind ausgesprochen gut (siehe [1]). Sie weisen eine hohe Festigkeit und einen hohen Elastizitätsmodul auf. Die hohe Festigkeit gilt sowohl für statische Lasten, als auch für Ermüdungsbeanspruchungen [1].

Tabelle 1.1: Typische Eigenschaften von Carbonfasern (nach[1]) und Abbildung 1.1)

Eigenschaft	Maßeinheit	Wert
Dichte	g/cm^3	1,70
Elastizitätsmodul	N/mm^2	238.000
Zugfestigkeit	N/mm^2	3950
Bruchdehnung	%	1,6
Wärmeausdehnungskoeffizient	$1/\text{K}$	$-1 \cdot 10^{-6}$

Unter Beanspruchung zeigen Carbonfasern ein nahezu linear-elastisches Verhalten und Versagen spröde ohne Vorankündigung. Sie weisen in Längs- und Querrichtung ein anisotropes Verhalten auf und sind Querdruckempfindlich. Das ergibt sich aus der Molekularstruktur, die eine Ausrichtung in Faserrichtung aufweist [1].

Bei Temperaturbeanspruchung nehmen Festigkeit und Elastizitätsmodul der Carbonfasern ab ca. 200 °C ab. Diese Abnahme ist stärker als bei Fasern aus AR-Glas. Die Oxidation der Fasern beginnt an der Luft bei ca. 400 °C [1].

Carbon wird seit über 40 Jahren in der Industrie verwendet und somit verarbeitet sowie recycelt bzw. entsorgt. In vielen Fällen werden Fasern zerkleinert und als Kurzfasern weiterverwendet. Auch gibt es Verfahren, die aus den alten Fasern bzw. Restfasern Vliesstoffe fertigen, die wiederum für Bauteile verwendet werden können. Im Bauwesen liegt der Schwerpunkt auf der Trennung von Carbon und Beton [6]. Aktuelle Forschungsprojekte im Rahmen der C3-Initiative werden bezüglich der Rezyklierung zukünftig genaueren Aufschluss geben.

Alkaliresistentes Glas (AR-Glas)

Alkaliresistente Glasfasern (AR-Glasfasern) sind farblose Fasern, die aus flüssigem Glas hergestellt werden. Glas entsteht durch die rasche Abkühlung einer Schmelze, weshalb es auch als erstarrte Flüssigkeit betrachtet wird. Glasfasern werden im Düsenziehverfahren hergestellt. Dabei fließt das flüssige Glas durch feine Düsen aus einer Wanne, wird abgekühlt und mit einer Schlichte versehen. Die Schmelze fließt zunächst durch ihr

Eigengewicht aus der Wanne und wird weiter unten im erstarrten Zustand mit einer Geschwindigkeit von 30 bis 50 m/s abgezogen. Die Anzahl der Düsen im Wannenboden entspricht der Anzahl der Einzelfasern im Roving. Es gibt die Möglichkeit, einen Roving aus mehreren kleineren Rovings (bzw. Strands) zusammenzusetzen (assemblierter Roving). Dabei lassen sich aber Streckungsdifferenzen zwischen den einzelnen kleineren Rovings herstellungsbedingt nicht vermeiden, was zu einer verzögerten Aktivierung der einzelnen Rovings bei Zugbeanspruchung und signifikanten Festigkeitseinbußen des gesamten Rovings führt, wenngleich die Duktilität zunimmt. Daher sind sogenannte Direktrovings, die direkt aus der Schmelzwanne gezogen werden, für die Bewehrungsanwendung von Vorteil [1].

Die für faserverstärkte Kunststoffe eingesetzten E-Glasfasern lösen sich im alkalischen Milieu des Betons innerhalb kurzer Zeit auf und verlieren ihre Festigkeit. Daher wurden alkaliresistente Glasfasern entwickelt. Die erhöhte Alkalibeständigkeit wird durch die Zugabe von Zirkondioxid ZrO_2 in die Glasschmelze erreicht. Die Bezeichnung „alkaliresistent“ bedeutet hierbei nicht, dass die Glasfasern resistent gegenüber dem alkalischen Milieu des Betons sind. Die Korrosion ist im Vergleich zu E-Glasfasern aber deutlich reduziert [1]. Neben der oberflächlichen Korrosion können bei nicht imprägnierten in Beton eingebetteten AR-Glasfasern weitere Schädigungseffekte an der Glasoberfläche beobachtet werden, die langfristig die tatsächlich nutzbare Festigkeit und insbesondere die Dauerstandfestigkeit deutlich vermindern.

AR-Glasfasern werden als Rovings mit 400 bis 2000 Einzelfasern geliefert. Der Faserdurchmesser liegt zwischen 12 und 30 μm . Die Dichte von AR-Glas liegt bei ca. 2,80 g/cm^3 [1].

Glasfasern weisen mit über 2000 N/mm^2 viel höhere Festigkeiten als andere Glasprodukte, wie beispielsweise Fensterscheiben (bis 100 N/mm^2), auf. Das liegt daran, dass die Festigkeit von Glasprodukten durch Defekte in der Glasstruktur und an der Glasoberfläche begrenzt und bestimmt wird. Das Düsenziehverfahren ermöglicht fast perfekte Oberflächen, was zu den hohen Festigkeiten führt. Typische Eigenschaften von AR-Glasfasern sind in Tabelle 1.2 angegeben [1].

Tabelle 1.2: Typische Eigenschaften von AR-Glasfasern (nach[1] und Abbildung 1.1)

Eigenschaft	Maßeinheit	Wert
Dichte	g/cm^3	2,80
Elastizitätsmodul	N/mm^2	77.000

Zugfestigkeit	N/mm ²	2250
Bruchdehnung	%	3
Wärmeausdehnungskoeffizient	1/K	$5 \cdot 10^{-5}$

AR-Glas besitzt unter Dauerlast ein anderes Verhalten, als unter kurzzeitiger Belastung. Es zeigt sich unter anderem der Effekt des *unterkritischen Risswachstums*, bei dem sich ein Riss unter Belastung vergrößert. Dieses Risswachstum findet auch bei Belastungen statt, die unter der Kurzzeitfestigkeit liegen. Damit kann ein Versagen bei einer konstanten Belastung über einen gewissen Zeitraum eintreten, auch wenn die Belastung deutlich unter der Kurzzeitfestigkeit liegt. Für Ermüdungsbelastungen liegen noch keine Erkenntnisse vor, es ist aber von einem erheblichen Einfluss auf das unterkritische Risswachstum, und damit auf die Festigkeit, auszugehen. Ebenfalls festigkeitsmindernd wirkt sich der Effekt der *Versprödung* aus. Dabei verändern sich durch ein Fortschreiten der Betonhydratation die Verbundeigenschaften zwischen Glasfasern und Feinbetonmatrix [1].

Unter Temperaturbeanspruchung nimmt die Festigkeit von AR-Glasfasern ab 200 °C deutlich ab und fällt bei 400 bis 500 °C praktisch auf null ab. Der Elastizitätsmodul ist bis ca. 300 °C konstant und fällt bei 400°C auf ca. 75 % des Werts bei Raumtemperatur ab [1].

1.2.3 Imprägnierung

Die fertigen Rovings bzw. die fertigen Textilien werden in der Regel mit einer Imprägnierung versehen. Dabei wird der Roving mit einer flüssigen Substanz durchtränkt, die später erhärtet. Andere Bezeichnungen sind Beschichtung, Sekundärbeschichtung und Tränkung. Diese Imprägnierung hat mehrere Funktionen.

Ist ein nicht imprägnierter Roving in eine Feinbetonmatrix eingebettet, so sind nur die Randfasern in Kontakt mit dem Feinbeton. Ein geringer Anteil an Feinbetonmatrix dringt auch in den Roving ein, so dass auch randnahe Fasern vollständig in die Feinbetonmatrix eingebettet sind (vgl. Abbildung 1.11). Die Verbundwirkung nimmt jedoch zu den innen liegenden Filamenten des Rovings sukzessiv ab. Die inneren Fasern des Rovings werden in weiterer Folge über die in der Regel nur geringe Reibung zwischen den Fasern aktiviert. Mit einer Imprägnierung erreicht man demgegenüber einen sehr hohen inneren Verbund im Roving und eine bessere Ausnutzung der inneren Fasern sowie eine homogenere Spannungsverteilung, was schematisch in Abbildung 1.2 dargestellt ist.

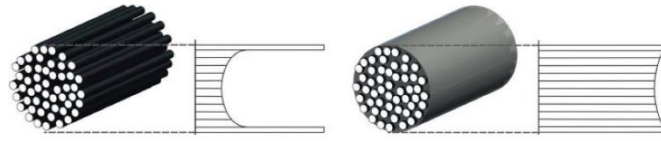


Abbildung 1.2: Spannungsverteilung am Roving, links nicht imprägniert, rechts imprägniert [7].

In der Regel werden die Rovings zuerst zu Textilien verarbeitet und dann getränkt. Damit wird eine erhöhte Stabilität und Verschiebefestigkeit des Textils erreicht. Der Verbund zwischen Textil und Beton wird ebenfalls positiv beeinflusst [7].

Die Imprägnierung kann die Alkalibeständigkeit von AR-Glas-Textilien erhöhen, indem sie als Barriere für korrosionsfördernde Ionen aus der hochalkalischen Porenlösung des Feinbetons fungiert. Die Wasseraufnahme des Rovings durch kapillares Saugen kann reduziert und die Temperaturbeständigkeit erhöht werden [1]. Eine Reduktion des Festigkeitsverlustes auf bis zu ca. 20% gegenüber ungetränktem AR-Glas wurde bisher nur in Kombination mit Epoxidharzen (EP) erreicht [10]. Die polymergetränkten textilen Bewehrungen haben gegenüber ungetränkten Bewehrungen folgende Vorteile (siehe auch Abbildung 1.3):

- besserer Schutz bei Transport und Einbau;
- höhere Zugfestigkeit;
- besserer Verbund zum Mörtel bzw. Beton.

Die flexiblen SBR-getränkten (Styrol-Butadien) Textilien zeigen exzellente Drapierungseigenschaften und können ohne weiteres passend für das individuelle Bauwerk geformt werden. Sie können entweder als Matten- oder Rollenware geliefert werden, während EP-getränkte Textilien aufgrund der höheren Steifigkeit nur als Mattenware erhältlich sind. Durch die EP-Tränkung von textiler Bewehrung wird der Verbund im Vergleich zu einer SBR-Tränkung nochmal erhöht [11]. Außerdem zeigen EP-Harze gegenüber SBR-Beschichtungen eine deutlich geringere Kriechneigung, was für Dauerbeanspruchungen von Vorteil sein kann.

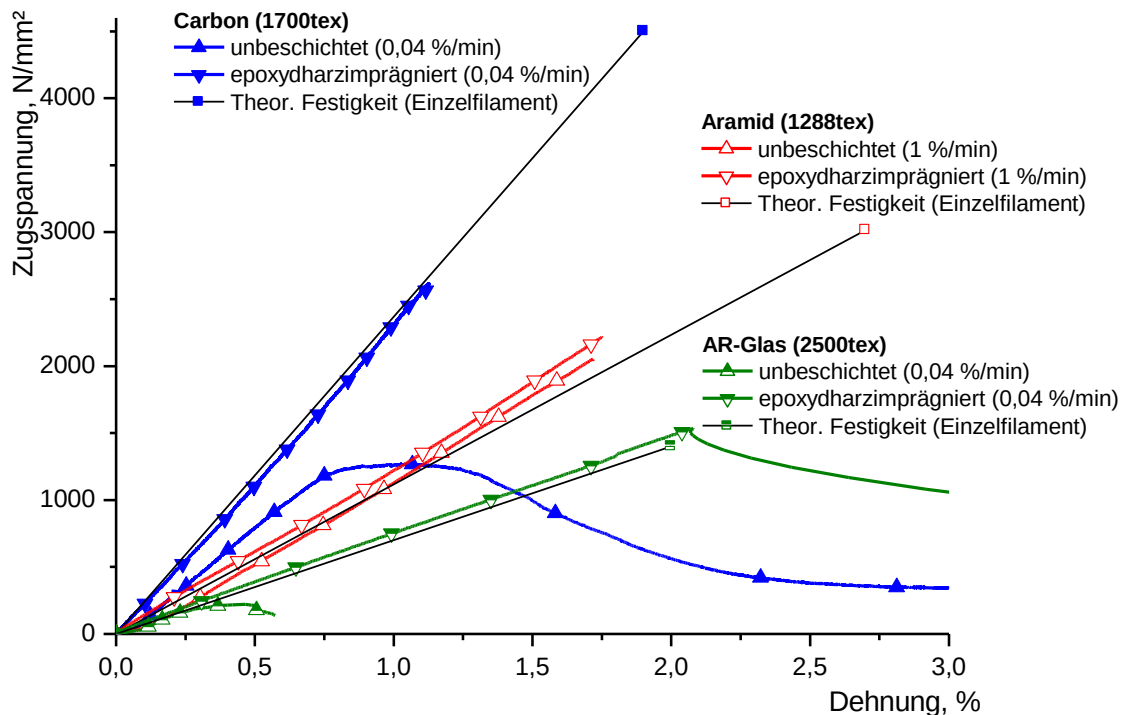


Abbildung 1.3: Spannungs-Dehnungsbeziehungen verschiedener Faserrovings im Vergleich. [9]

Die in der Praxis üblichen Imprägnierungsmaterialien sind Epoxidharz und Styrol-Butadien (siehe z.B. [8]).

1.2.4 Textilien

Von den vielen möglichen textilen Flächenbildungsverfahren sind nur wenige für den Einsatz als Bewehrung geeignet [1]. In Abbildung 1.4 sind gebräuchliche Textilien schematisch dargestellt.

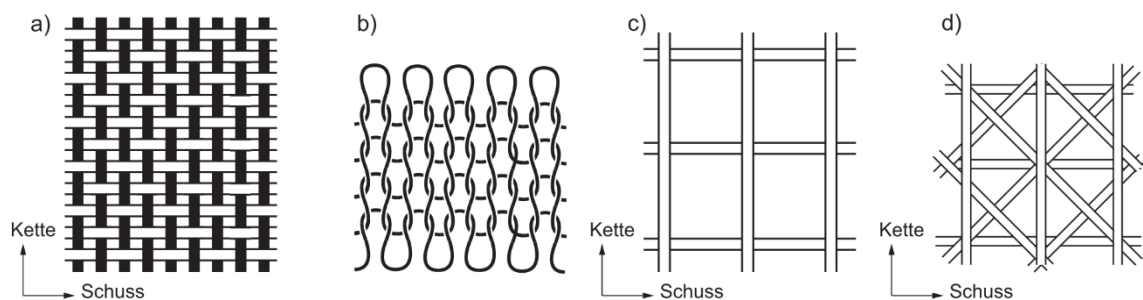


Abbildung 1.4: Schematische Darstellung gebräuchlicher Textilien: a) Gewebe, b) Gestrick, c) biaxiales Gelege, d) multiaxiales Gelege [1]

Für textile Bewehrungen sind Gelege besonders geeignet. Sie weisen in Kett- und Schussrichtung bei guten Textilfertigungsmaschinen eine nahezu ideal gestreckte Fadenlage auf und sind im weiten Rahmen an unterschiedliche Anforderungen und

Beanspruchungsrichtungen anpassbar. Gelege werden durch das Aufeinanderlegen mehrerer paralleler Fadensysteme hergestellt, die für die Textilbetonanwendung mit speziellen Maschenfadenstrukturen in den Knotenpunkten miteinander über den sogenannten Wirkprozess verbunden werden. Bei zwei Fadenscharen spricht man von biaxialen Gelegen, ab drei Fadenscharen von multiaxialen Gelegen [1].

Der gestreckte Fadenverlauf bei Gelegen ermöglicht hohe Steifigkeiten und Festigkeiten. Bei einem gekrümmten Fadenverlauf kommt es zu zusätzlichen Beanspruchungen auf die Feinbetonmatrix, was in Abbildung 1.5 dargestellt ist [1].

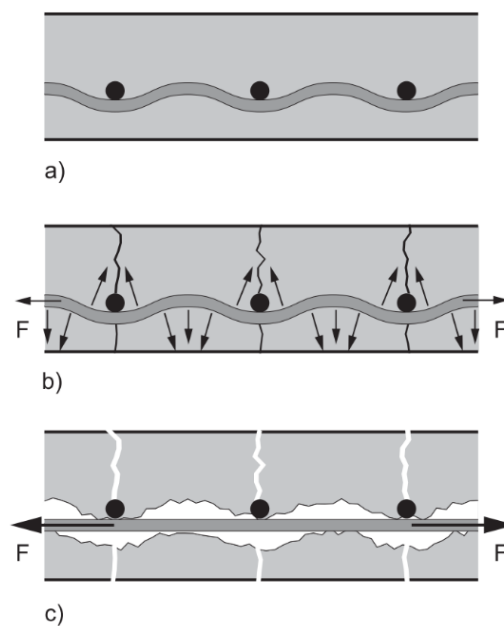


Abbildung 1.5: Mögliches Betonversagen infolge eines gekrümmten Faserverlaufs [1]

Die Querschnittsgeometrie des Rovings lässt sich bei der Herstellung des Textils einstellen. Eine kreisförmige Geometrie hat eine tendenziell höhere Festigkeit und Steifigkeit des Rovings zur Folge. Eine flache Geometrie hat Vorteile hinsichtlich Verarbeitbarkeit und Verbundverhalten. Flache Textilien weisen eine geringere Biegesteifigkeit auf und enthalten geringere Eigenspannung, wenn sie gebogen werden (siehe Abbildung 1.6). Da die Oberfläche größer ist, sind die übertragbaren Verbundkräfte tendenziell höher [1].

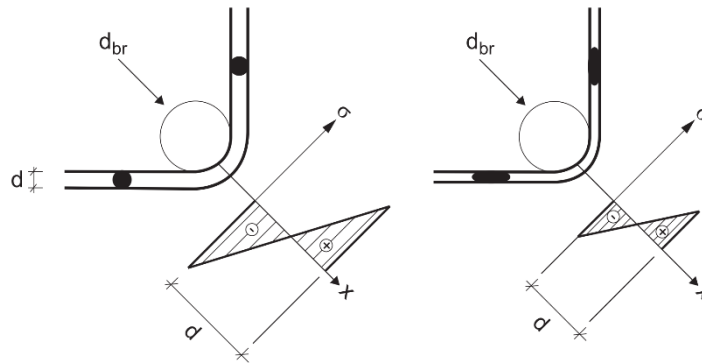


Abbildung 1.6: Eigenspannungen eines gebogenen Rovings in Abhängigkeit von der Querschnittsgeometrie [1]

Über den Gitterabstand bzw. die Maschenweite wird die Durchdringung des Textils mit Feinbeton ermöglicht. Nur wenn die Rovings vollständig von Beton ummantelt sind, können die Verbundkräfte zwischen Textil und Beton optimal übertragen werden. Da die Rovings in Querrichtung nur sehr geringe Kräfte aufnehmen können, muss die Übertragung von Zug-, Druck und Schubkräften zwischen den Feinbetonschichten auf beiden Seiten des Textils über den Beton erfolgen. Gute Erfahrungen wurden hier mit Gitterabständen in der Höhe vom drei- bis fünffachen Rovingdurchmesser gemacht [1].

Unbeschichtete wie auch beschichtete Textilien aus Carbon und AR-Glas weisen zunächst eine sehr glatte Oberfläche auf. Eine Strukturierung der Oberfläche – ähnlich eines gerippten Baustahls – ist für den Verbund von Textil und Beton von Vorteil. Das kann beispielsweise über den Maschen- bzw. Wirkfaden, mit dem die Fadenlagen miteinander verbunden sind, erreicht werden [1].

Die einzelnen Rovings müssen gegeneinander eine ausreichende Verschiebefestigkeit aufweisen. Das Textil muss seine planmäßige Struktur bei Transport, Lagerung, Konfektion und Einbettung beibehalten [1].

1.3 Feinbeton

1.3.1 Definition

Per Definition gem. ÖNORM EN 206-1 [12] wird Beton mit einem maximalen Korndurchmesser $D_{max} \leq 4 \text{ mm}$ als Mörtel bezeichnet. Dieser Definition folgend wäre die Bezeichnung „textilbewehrter Mörtel“ oder „Textilmörtel“ für die verwendete Matrix anzuwenden – würde jedoch auf Akzeptanzprobleme stoßen, da die Idee von Textilbeton auf der Verwendung von Hochleistungsfasern in einem Hochleistungsbeton mit einem an die

Anwendung angepassten Zuschlagkorns basiert, um einen Hochleistungskonstruktionswerkstoff zu schaffen. Aus diesem Grund wird die zementöse Matrix des Textilbetons seit Beginn der Forschung als Feinbeton bezeichnet [13].

1.3.2 Anforderungen

Feinbeton muss speziellen Anforderungen hinsichtlich chemischer Kompatibilität (besonders bei AR-Glasfasern), rheologischen Eigenschaften, sowie dem Ansteifeverhalten des Frischbetons in Bezug auf die angewandte Verarbeitungstechnik inkl. Verarbeitungszeiten erfüllen. Diese variieren je nach Anwendung des Textilbetons. Im Bereich der Verstärkung werden spritzfähige Mischungen eingesetzt, die starken Zusammenhalt (Thixotropie) aufweisen müssen, um bei Applikationen über Kopf oder an senkrechten Wänden mehrlagige Verstärkungsschichten ausführen zu können. Demgegenüber müssen für die Herstellung neuer, filigraner Bauteile mittels Gießverfahren die Frischbetone extrem fließfähig sein. Vorteilhaft sind darüber hinaus geringe Schwind- und Kriechwerte, welche bei hohen Bindemittelgehalten und dem damit oftmals einhergehenden erhöhten Schwind- und Kriechverhalten gegenüber Normalbeton eine erhöhte Beachtung geschenkt werden muss [13].

Im Zuge der Forschungsprojekte SFB 528 TU Dresden [1] und 532 RWTH Aachen [2] wurden neue Feinbetonmixturen mit hohen Fließfähigkeiten für die Durchdringung des Textils, bestimmten Mindestwerten von Zug- und Druckfestigkeiten zur Übertragung der Kräfte und Anforderungen hinsichtlich Dauerhaftigkeit in Anlehnung an selbstverdichtende Betone und deren Verarbeitbarkeit entwickelt. Zu den grundlegenden Parametern zählen nach [14] hohe Bindemittelgehalte, niedrige Wasserbindemittelwerte (w/b), die Zugabe von Steinkohleflugaschen und Silikatstaub oder Mikrosilika zur Verbesserung der Verarbeitbarkeit (rheologische Eigenschaften), der Anwendung von Hochleistungsfließmitteln wie Polycarboxylate, Melamin- und Ligninsulfate. Das Größtkorn liegt für eine ordentliche Durchdringung des Textils üblicherweise bei einem $D_{\max} < 2 \text{ mm}$.

1.3.3 Zusammensetzung

Die folgenden Rezepturzusammensetzungen konnten im Zuge der Literaturrecherche, unter anderem aus den Sonderforschungsbereichen SFB 528 [1] und 532 [2] und während des Forschungsaufenthaltes an der TU Dresden ermittelt werden.

Das Größtkorn des Gesteinszuschlages ergibt sich hinsichtlich der Verarbeitung und Durchdringung des Textils, der Dimension der Bewehrung und der bei Textilbeton relativ

dünn ausgebildeten Schichtdicke, z.B. 3-30 mm [15]. Empfehlungen für das Größtkorn liegen bei maximal $1/5$ der minimalen lichten Maschenweite [15] bzw. des minimalen Gitterabstandes der Textilgelege untereinander, sowie bei $1/3$ der Öffnungsweite zwischen den Verstärkungsfäden, was üblicherweise zu einem Größtkorn von ca. 0,5 und 2,0 mm führt [16], [17]. Aufgrund des kleinen Größtkorns des Zuschlages werden relativ hohe Bindemittelgehalte erforderlich, hauptsächlich um angestrebte Festigkeiten und Verarbeitungseigenschaften zu erreichen. Der Bindemittelanteil besteht bei den meisten Rezepturen aus einem Gemisch verschiedener Zementtypen, Flugasche und Mikrosilika, z.B. in [1], [2], [13], [14], [16], [19], [20]. Ursprünglich wurden, um die Alkalität des Textilbetons in Hinblick auf den Einsatz von AR-Glas zu senken, Hochofenzemente CEM III und Kompositzemente CEM II, anstatt Zemente mit hohem Portlandzementklinkeranteil, eingesetzt. Bei Carbonfasern bestehen keine Einschränkungen, da sich diese gegenüber alkalischem Milieu inert verhalten. Meist besteht das Bindemittel aus zwei Massenanteilen CEM I oder CEM II und einem Massenanteil Puzzolan, der sich wiederum aus 85-90% Flugasche und 10-15% Mikrosilika (Feststoff) zusammensetzt [20]. Zudem führen dem Feinbeton zugesetztes Mikrosilika und Flugasche zu einer besseren Klebrigkeit [21], [22] und einem hohen Haftvermögen am Untergrund des Altbetons [20], wie auch zu einer Verbesserung der Verarbeitbarkeit und zur Vermeidung des Blutens [13] durch ein besseres Wasserrückhaltevermögen des Frischbetons [20]. Durch die geringe Partikelgröße von Mikrosilika (ca. $1/10$ von Zement) und Flugasche wird einerseits ein Füllereffekt in der Hohlraumstruktur des Mikrogefüges erreicht, andererseits aber auch eine positive Beeinflussung der gefügemorphologischen Zusammensetzung, da die Puzzolane eine vermehrte Bildung von feingliedrigen CSH-Phasen bewirken, welche besonders gut in die Filamentzwickel des Textilgarns hineinwachsen können und damit eine gleichförmige Einbettung der Filamente ermöglichen [20]. Bei beschichteten/imprägnierten Textilien wird zudem der adhäsive Verbund zwischen Betonmatrix und Textil verbessert.

Im Zuge des Forschungsaufenthaltes an der TU Dresden wurden Mischungen mit einem speziell für das Institut für Baustoffe an der TU Dresden hergestellten Zement der Fa. Dyckerhoff (15-20% Mikrodur, ~ 40% CEM I 42,5 R, ~ 25% Hüttensand und ~ 15% Kalksteinmehl) erarbeitet. Die Mischung, welche eine gute Klebrigkeit an einem rauen Untergrund aufwies und sich für Sprühen eignet, ist in Tabelle 1.3 aufgelistet.

Tabelle 1.3: Mischung mit guter Klebrigkeit für Spritzen

Bestandteil	Einheit	Mischung M1-TU
-------------	---------	----------------

Zuschlag Quarzsand 0/1	g	800
Zement Dyckerhoff für TU Dresden	g	800
Mikrosilika Suspension (50:50)	g	60
Quarz-Feinsand (60-200 µm)	g	260
Zugabewasser	g	~ 290
FM VP-16-0205-02 (BASF)	g	~ 2

Die Mischung M1-TU wurde für österreichische Verhältnisse adaptiert. D.h. ohne Flugasche, mit Mikrosilika und Quarz-Feinsand. Der speziell für das Institut für Baustoffe an der TU Dresden hergestellte Zement ist eine kooperative Entwicklung zwischen dem Institut und der Fa. Dyckerhoff und nicht im Handel erhältlich.

Überschüssiges Wasser, welches bei der Hydratation nicht verbraucht wird, führt bekanntlich zu einer erhöhten Kapillarporosität und damit zu geringeren Betonfestigkeiten und verminderter Dauerhaftigkeit [6]. Deshalb wird der Anteil des Zugabewassers auf die maximal zur Hydratation erforderlichen Mengen begrenzt. Die Wasserbindemittelgehalte w/b liegen meist im Bereich zwischen 0,3 und 0,4 [13], [20], [21], [22]. Weist die Mischung eine unzureichende Viskosität auf, ist kein Versprühen des Feinbetons mehr möglich. Zudem kommt es bei zu hohen Wasserbindemittelgehalten zu keiner guten Anhaftung am Altbeton. Der Beton zeigt zudem eine Neigung anschließend von Wand oder Decke abzufließen. Die thixotropen Eigenschaften der Mischung sollte daher zunächst über den Wassergehalt eingestellt werden und erst anschließend über die Fließmittelzugabe [21], [22]. Um eine praxismgerechte Verarbeitung des Frischbetons zu ermöglichen werden Hochleistungsfließmittel, meist auf Basis von Polycarboxylatether (PCE), verwendet [19].

Für Verstärkungsmaßnahmen wurden im Rahmen des SFB 528 [1] spritz- und pumpfähige Feinbetonmischungen entwickelt [13], [20], Tabelle 1.4. Die Mischungen M1 und M3 auf CEM III-Basis wurden insbesondere für die Anwendung mit AR-Glas entwickelt, eignen sich aber auch für Carbontextilien. Die Mischung M3 stellt eine schwindreduzierende Variante dar, bei der der Bindemittelgehalt zugunsten eines höheren Anteils an Gesteinskörnung (Sand 0/1) reduziert wurde.

Die Mischung M2 ist für den Einsatz von Carbontextilien vorgesehen und bietet höhere Frühfestigkeiten sowie einen höheren Widerstand gegen Frostbeanspruchung [20].

Tabelle 1.4: Beispiele für spritzfähige Feinbetonrezepturen aus dem SFB 528 [12], [18], [19], [23]

Bestandteil I	Einheit	Mischung M1 [13]	Mischung M2 [13]	Mischung M3 [13]	Matrix M3 [12]	Matrix M7 [12]
Zuschlag Sand 0/1	kg/m ³	942,0	1122,4	122,4	1114,0	1148,0
CEM I 32,5	kg/m ³	-	564,8	-	557,0	861,0
CEM III/B 32,5	kg/m ³	628,0	-	468,4	-	-
Mikrosilika Suspension (50:50)	kg/m ³	100,2	56,6	56,6	56,0	-
Flugasche (SK-FA)	kg/m ³	265,6	253,1	253,1	251,0	-
Zugabewasser	l/m ³	214,6	221,5	221,5	251,0	27,0
FM30, BASF	l/m ³	10,5	12,0	-	k.A.	k.A.
ACE30, BASF	l/m ³	-	-	3,8	k.A.	k.A.
w/b-Wert	[]	0,33	0,36	0,42	k.A.	k.A.

Feinbetone bieten in der Regel keine hohe Abriebfestigkeit und die bisherigen Untersuchungen an Mischungen mit Hüttensand zeigten schlechte Ergebnisse im Hinblick auf Frost-Tau-Prüfung. Für die Instandsetzung von Wänden und Decken sollten die Betone Ausbreitmaße (nach 15 Schlägen gem. [24]) von ca. 160 mm aufweisen [21], [22].

Im Ergebnis der Entwicklungen aus den Sonderforschungsprojekten, speziell SFB 528 [1], auf Basis der Mischung M2 [20] bzw. Matrix M3 [18], [19], [22] wurde ein kommerzielles Produkt entwickelt, der Pagel®/ Tudalit® - Feinbeton TF10 [15]. Dies ist eine vorkonfektionierte Werkrockenmischung, welche für die Instandsetzung und Verstärkung mit Textilbeton entwickelt wurde und für die eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung „Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Tudalit (Textilbewehrter Beton)“ [26] in Deutschland besteht.

TF10 ist ein Feinbeton aus Portlandzement CEM I und Quarzsand mit stetiger, d.h. lückenloser Sieblinie, Abbildung 1.7.

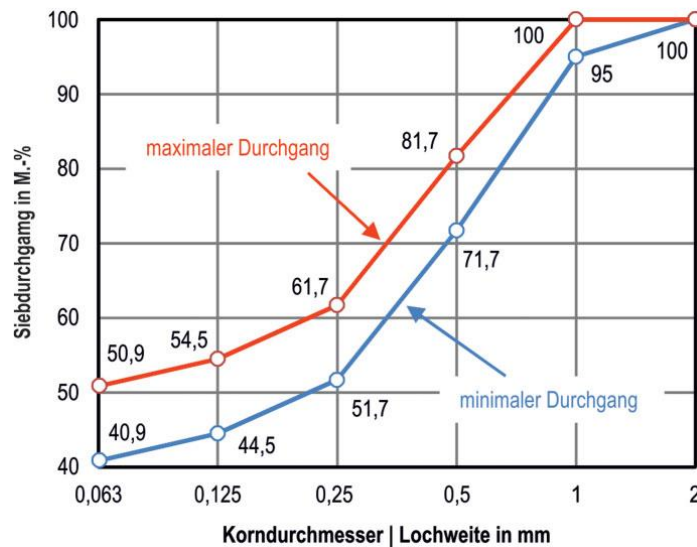


Abbildung 1.7: Grenzsieblinien des Feinbetons der Trockenmischung TF 10 [14]

Eine Zusammenfassung der technischen Eigenschaften und Parameter ist in folgender Tabelle 1.5 aufgelistet.

Tabelle 1.5: Technische Daten - Pagel®/Tudalit® Feinbeton TF10 [14]

Kennwert	Einheit	Wert
Körnung (Quarzsand, stetige (lückenlose) Sieblinie)	mm	0-1
Schichtdicke	mm	3 – 30
Wassermenge (je 25 kg Sack)	Liter	3,5
Verbrauch (Trockenmörtel)	kg/dm ³	~ 1,9
Verarbeitungszeit bei 20°C	min	~ 60
Luftgehalt	Vol.-%	1,5 – 4,5
Konsistenz	-	Weichplastisch, thixotrop
Ausbreitmaß (Hägermann-Ausbreittisch EN 1015-3 [20])	cm	17 -21 (5 min)
	cm	≥ 14 (30 min)
Frischbetonrohddichte	kg/m ³	2,07 – 2,27
Quellmaß	Vol.-%	≥ + 0,1 (24h)
	Vol.-%	≥ + 0,1 (28d)
Trockenrohddichte (Mörtelprismen 40*40*160 mm)	kg/m ³	1,95 – 2,15
Druckfestigkeit (Mörtelprismen 40*40*160 mm)	N/mm ²	≥15 (24h)
	N/mm ²	≥ 40 (7d)
	N/mm ²	≥ 80 (28d)
Biegezugfestigkeit (Mörtelprismen 40*40*160 mm)	N/mm ²	≥ 3 (24h)
	N/mm ²	≥ 6 (7d)
	N/mm ²	≥ 8 (28d)
E-Modul	N/mm ²	> 25.000 (24h)
Eigenschaften	-	chloridfrei zementgebunden schrumpfungsfrei

1.3.4 Verarbeitung

Werden die nach [15] vorgegebenen Zugabewasseranteile und Mischregime eingehalten, erhält man mit dem TF10 eine weichplastische Konsistenz mit ausgeprägter Thixotropie. Der Frischbeton ist pumpfähig und kann im Dichtstromnassspritzverfahren lagenweise aufgetragen werden (z.B. MAWO-Düse, Luftdruck ≥ 5 bar, Luftmenge ≥ 5 m³/min). Die Spritzdüse wird dabei idealerweise im Abstand von ca. 50 cm orthogonal zur Auftragsfläche geführt. Die erste Lage wird auf dem vorbereiteten, aufgerauten und vorgewässerten Untergrund mit maximalem Luftstrom aufgetragen, um eine haftbrückenunterstützende Wirkung zu erzielen. Nach Entfernung des Rückpralls wird die textile Bewehrung eingelegt und sofort mit einer Kelle leicht eingedrückt. Zum Auftrag weiterer Lagen wird die Luftzuführung reduziert bzw. so angepasst, dass die Bewehrungsstrukturen nicht beschädigt werden. Nach Auftrag der gewünschten Lagenanzahl wird die letzte Bewehrungseinlage mit einer Feinbetonschicht überdeckt und die Oberfläche nach Bedarf bearbeitet [20], [28]. Die Konsistenz der Pagel®/Tudalit® Feinbeton-Mischung erlaubt auch händisches Laminieren [15], [20].

Das erhärtete Gefüge dieser kompakten Feinbetonmischungen besitzt eine hohe Dichtigkeit und verfügt weiterhin über ein Selbstheilungspotential. Zudem ist der oben angeführte Feinbeton frost- und tausalzbeständig, wasserundurchlässig und weitgehend beständig gegen Mineralöle und Treibstoffe [20].

In Verbindung mit den für Textilbeton üblichen, kleinen Rissweiten bei gleichzeitiger hoher Rissverteilung wirken sich diese Eigenschaften positiv auf die Dauerhaftigkeit einer Instandsetzungsschicht aus, da Transportprozesse von ggf. einwirkenden Schadmedien vermindert werden [23].

Zu hohe Wasser- und Bindemittelgehalte sind zu vermeiden (Schwindneigung) und eine gute Nachbehandlung ist zwingend erforderlich [21],[22]. Diese soll nach [20] mindestens 3-5 Tagen durchgeführt werden. Zur Nachbehandlung können beispielsweise Wassersprühnebel, Folienabdeckung, Thermofolien, feuchtigkeitsspeichernde Abdeckbahnen oder flüssige Nachbehandlungsmittel verwendet werden.

1.4 Herstellung

1.4.1 Verfahren

Zur Herstellung einer Textilbetonschicht auf einer bestehenden Stahlbetonkonstruktion stehen unterschiedliche Verfahren zur Auswahl. Hinsichtlich des Feinbetonauftrags lassen sich zwei grundsätzliche Herangehensweisen unterscheiden. Bei der Ersten wird der Beton auf ein bestehendes Bauteil oder eine einseitige Schalung aufgetragen, was sich mit der Anwendung von Spritzbeton oder dem Verputzen einer Wand vergleichen lässt. Bei der Zweiten wird der Beton in eine Schalung gegossen, was der konventionellen Herstellungsweise von Betonbauteilen auf der Baustelle oder im Fertigteilwerk entspricht. Für die erste Herangehensweise stehen das Verputzen/Laminieren und das Spritzen zur Auswahl. Die zweite Herangehensweise wird mit dem Gießen umgesetzt.

Verputzen/Laminieren

Beim Verputzen/Laminieren wird der Feinbeton und das Textil abwechselnd Schicht für Schicht mit der Hand aufgebracht. Es ist das einfachste Herstellungsverfahren und stellt die geringsten Ansprüche an die Arbeitsmittel. Der Feinbeton kann beispielsweise mit einer Kelle oder einer Spachtel händisch auf einen Untergrund aufgebracht werden. Das Textil wird in die noch weiche Frischbetonschicht leicht eingedrückt. Das Textil ist damit in einer definierten Lage fixiert. Die Abschlussschicht ist eine Feinbetonschicht [1].

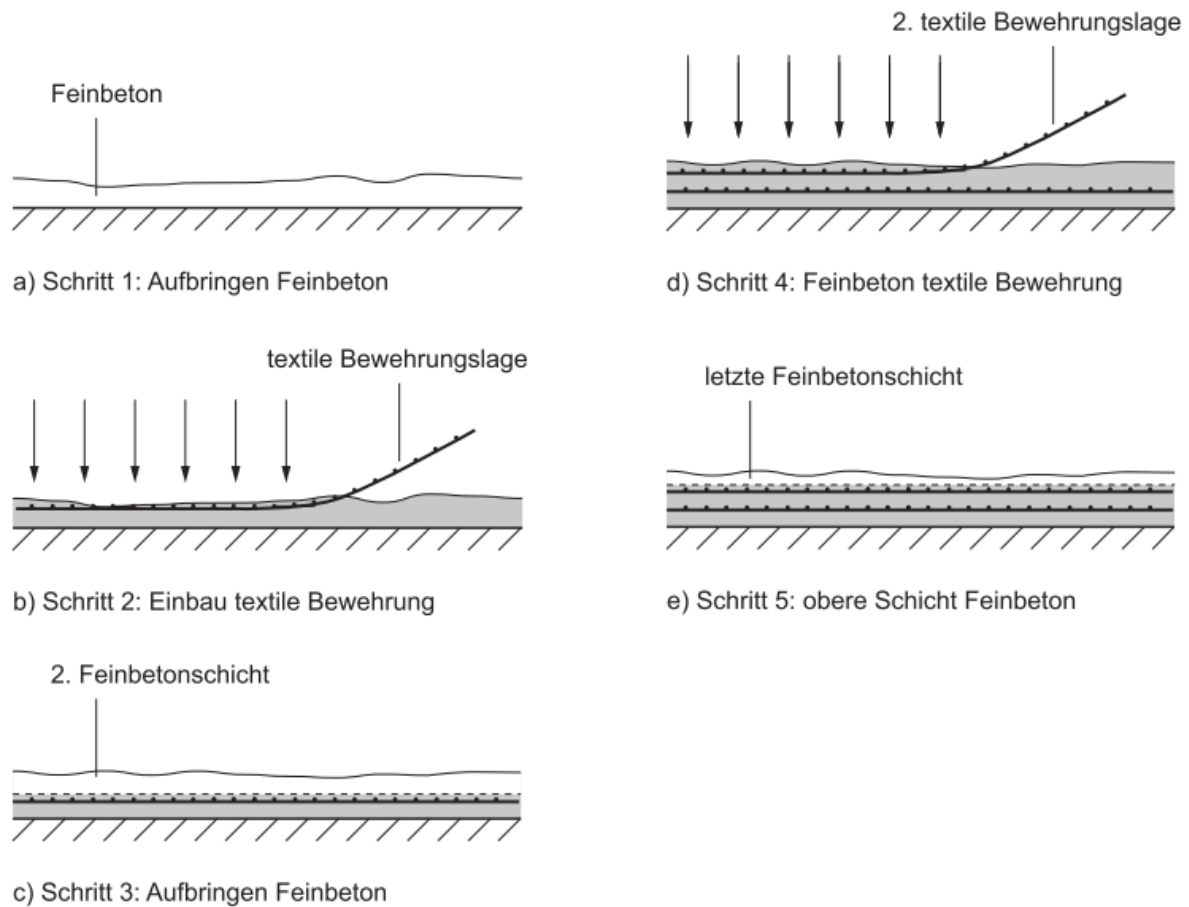


Abbildung 1.8: Schematische Darstellung des Laminier-Verfahrens [1]

Spritzen

Beim Spritzen werden Feinbeton und Textil analog zum Laminieren Schicht für Schicht aufgebracht. Der Feinbetonauftrag erfolgt aber maschinell mittels eines Spritzgeräts.

Für das Spritzen von Beton stehen grundsätzlich zwei Verfahren zur Verfügung, die sich durch den Zugabeort des Wassers unterscheiden: das Nass- und das Trockenspritzverfahren. Beim Nassspritzverfahren wird der fertig gemischte Feinbeton mit einer Pumpe bis zur Austrittsdüse gefördert (Dichtstromförderung). Dort wird er mittels Treibluft beschleunigt und auf die Auftragsfläche gespritzt. Beim Trockenspritzverfahren wird das trockene Material mit Luftdruck zur Austrittsdüse gefördert (Dünnstromförderung), wo die Wasserzugabe erfolgt. In der Instandsetzung und Verstärkung von Betonbauteilen hat sich das Trockenspritzverfahren durchgesetzt. Für Textilbeton wird aber das Nassspritzverfahren in der Dichtstromförderung bevorzugt [1].

Die aufgespritzten Textilbetonschichten sind viel dünner als im üblichen Spritzbeton, weshalb eine geringe Materialfördergeschwindigkeit von 1 bis 5 Litern pro Minute ausreichend ist. Schlauchlängen, Schlauchdurchmesser und gegebenenfalls die Spritzdüse müssen darauf abgestimmt sein [1].

Die Spritzdrücke sind ebenfalls geringer als im üblichen Spritzbeton. Insbesondere nicht imprägnierte Textilien sind querdruckempfindlich und können durch den Aufprall des Spritzguts beschädigt werden. Bei einer gewissenhaften Untergrundvorbereitung ist der Verbund zum Altbeton auch bei geringen Spritzdrücken gut. Zudem weisen die verwendeten Feinbetone auch ohne eine Verdichtung durch den Aufprall ein dichtes Gefüge auf. Geringere Spritzdrücke reduzieren die Menge des Rückpralls und führen zudem zu einer homogenen Betonzusammensetzung [1]. Daher sind insgesamt geringe Spritzdrücke empfehlenswert [1].

Gießen

Beim Gießen wird mit einer Schalung ein schmaler Hohlraum an dem Bestandsbauteil hergestellt, der mit einem sehr fließfähigen Feinbeton ausgegossen wird. Die textile Bewehrung wird zuvor mit Abstandhaltern in ihrer Lage fixiert. Dieses Verfahren wurde für die Sanierung mit Textilbeton in der Praxis bisher noch nicht eingesetzt [1].

Das Gießen ist in mehrerer Hinsicht herausfordernd. Das Textil muss sicher in seiner Lage fixiert werden, sodass es auch nach dem Hineingießen des Feinbetons die gewünschte Lage aufweist. Die Schalung muss dem Betonierdruck standhalten, eine hohe Steifigkeit aufweisen und an den Rändern dicht an das Bestandsbauteil angeschlossen werden. Während des Betonagevorgangs gibt es in der Regel keine Kontrolle, ob die Verfüllung des schmalen Hohlraums vollständig ist. Das Ergebnis wird erst nach Entfernen der Schalung sichtbar [1].

1.4.2 Durchführung

Die Herstellung von Sanierungen oder Verstärkungen von Betonbauteilen mit Textilbeton setzt sich aus folgenden Schritten zusammen:

- Vorbereiten des Untergrunds
- Aufbringen der Textilbetonschicht
- Nachbehandlung der Feinbetonoberfläche

Diese drei Schritte werden im Folgenden beschrieben.

Vorbereitung des Untergrunds

Ein guter Verbund zwischen Textilbetonschicht und Altbeton ist für die Übertragung der Kräfte von großer Bedeutung. Die Haftzugfestigkeit muss mindestens 1,5 N/mm² betragen. Um das zu erreichen, muss die Betonoberfläche in der Regel vorbereitet werden. Dazu gibt es mehrere Verfahren [1]:

- Stemmen,
- Hochdruckreinigen und Druckwasserstrahlen,
- Standstrahlen bzw. Strahlen mit festen Strahlmitteln,
- Hochdruckwasserstrahlen,
- Flammstrahlen
- Betonfräsen,
- Schleifen.

Zur Vorbereitung von Verstärkungen mit Textilbeton eignet sich das Sandstrahlen am besten. Bis zu Abtragtiefen von 5 mm ist dies auch das wirtschaftlichste Verfahren. Es entstehen dabei aber große Staubmengen, die durch Befeuchtung reduziert werden können. Für große Abtragtiefen eignet sich das Hochdruckwasserstrahlen, womit eine sehr raue Oberfläche erzielt wird. Stemmen und Druckwasserstrahlen bis 500 bar eignen sich zur Entfernung lokaler Fehlstellen wie Kiesnester. Flammstrahlen, Betonfräsen und Schleifen sind weniger gut geeignet [1].

Die vorbereitete Oberfläche ist mit einer mittleren Rautiefe von 1 mm ausreichend rau, um einen guten Verbund zu gewährleisten. Sie kann mit dem Sandflächenverfahren nach Kaufmann ermittelt werden. Das tragfähige Korngerüst muss freigelegt werden und das Größtkorn sichtbar sein [1].

Bevor die Textilbetonschicht aufgebracht werden kann, sind größere Unebenheiten und Fehlstellen auszugleichen. Risse mit einer Rissbreite über 0,5 mm sollten verpresst werden [1].

Um ein Austrocknen der dünnen Textilbetonschicht auf der Seite des Altbetons durch kapillares Saugen zu reduzieren, ist der Untergrund ausreichend vorzunässen. Optimal ist es, wenn die Oberfläche über einen längeren Zeitraum matt feucht bleibt [1].

Aufbringen der Textilbetonschicht

Das Spritzverfahren ist für Ortbetonbaustellen meistens das am besten geeignete Verfahren. Dabei werden abwechselnd Schichten von Feinbeton und Textilien aufgebracht und mit einer abschließenden Feinbetonschicht versehen. Die Schichten sollten frisch in frisch hergestellt werden. Die letzte Feinbetonschicht sollte möglichst nicht verrieben werden, da es dabei zu Gefügestörungen und Verbundproblemen an der textilen Bewehrung kommen kann [1].

Der aufgespritzte Beton wird durch den Aufprall verdichtet und verzahnt sich gut mit dem Betonuntergrund. Bei zu großen Spritzdrücken besteht die Gefahr, die querdruckempfindlichen Fasern zu beschädigen. Die Eignung von Spritzgerät und Spritzdruck kann über eine Eignungsprüfung ermittelt werden. Dazu werden beispielsweise Materialproben in Spritzformen mit 30 cm Breite und 60 cm Länge hergestellt. Diese werden in Streifen von 6 cm Breite und 55 cm Länge geschnitten und in einem Dehnkörperversuch geprüft. Der Vergleich von Rissbildung, Verformungsverhalten, Festigkeit und Versagensmodus lässt eine Eignungseinschätzung von Spritzgerät und Spritzdruck zu [1].

Ab einer bestimmten Flächengröße oder geometrischen Komplexität sind Arbeitsfugen notwendig. Das kann an der begrenzten Breite der aufgerollten Textilienbahnen oder der Erhärtung des Feinbetons liegen. In Abbildung 1.9 sind zwei Varianten der Ausführung von Arbeitsfugen dargestellt. Bei der linken Variante mit Anschlussbewehrung besteht eine Knickgefahr des Textils. Hier muss der Biegeradius an die Steifigkeit des Textils angepasst werden. Bei der rechten Variante erhöhen sich durch den größeren Abstand der gestoßenen Textilien die Beanspruchungen auf den Feinbeton, der an dieser Stelle zusätzlich eine Arbeitsfuge aufweist. In den meisten Fällen wird die linke Variante die technisch sinnvollere sein. Die Verankerungslängen und Übergreifungslängen bei Bewehrungsstößen wurden in ausgeführten Projekten mit 15 cm realisiert [1].

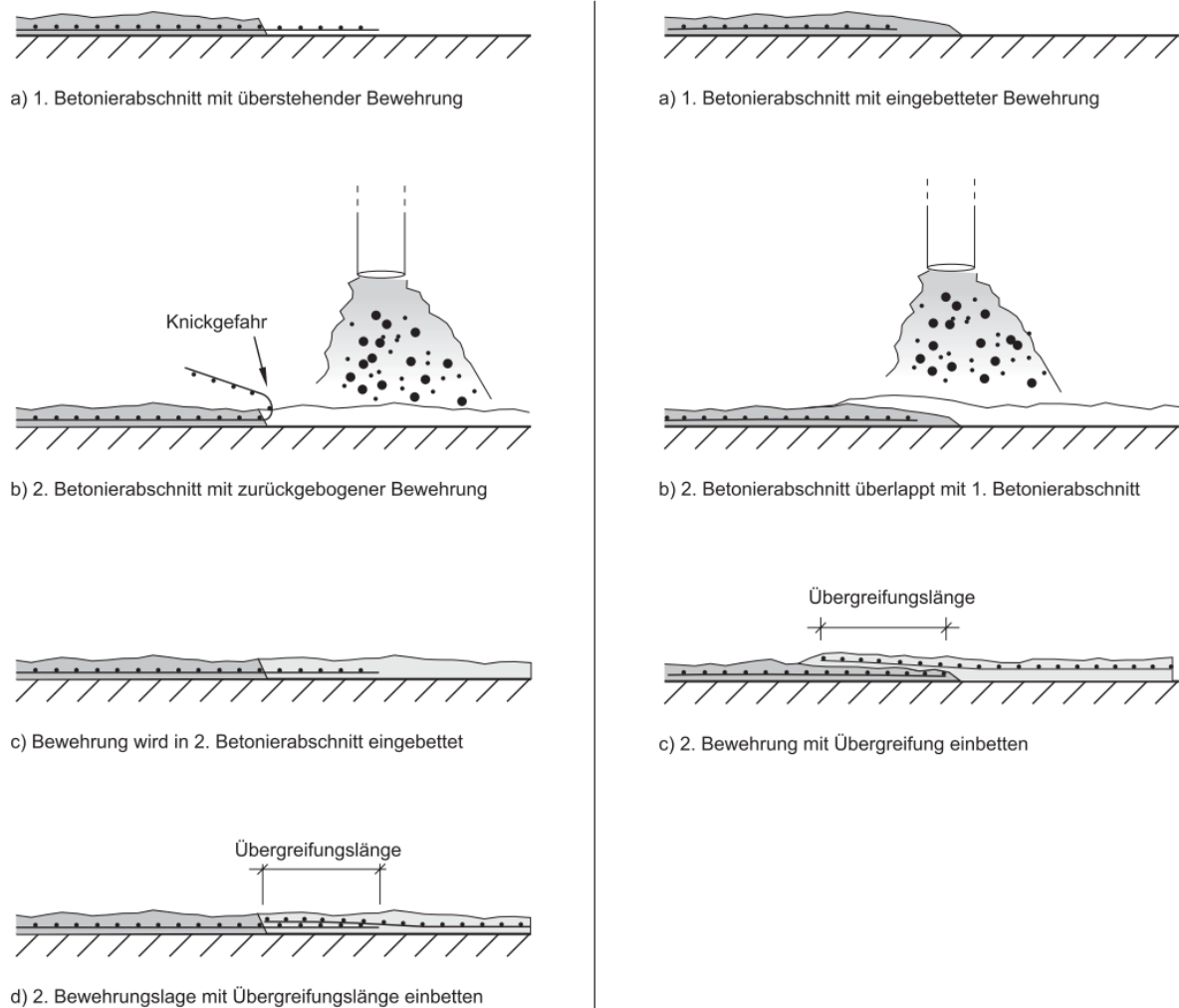


Abbildung 1.9: Ausführungsvarianten von Arbeitsfugen: links mit Anschlussbewehrung, rechts als indirekter Anschluss

Die Stärke der Feinbetonschichten ist so zu wählen, dass die Verbundwirkung zwischen Textil, Feinbeton und Altbeton sichergestellt ist und die Kräfte entsprechend übertragen bzw. verteilt werden können (Stichwort Rissüberbrückung). Die oberste Feinbetonschicht kann einen Schutz gegen Brandeinwirkungen bieten. Hinsichtlich der Übertragung von Verbundspannungen aus der Stahlbewehrung wird angenommen, dass die aus dem Stahlbetonbau bekannten Regeln zur Mindestbetondeckung zur Sicherstellung des Verbundes auf die Verstärkungsschicht mittels Textilbeton übertragbar sind. Aus den bisherigen Erfahrungen kann eine Feinbetonschichtdicke von 4 bis 5 mm als ausreichend angesehen werden [1].

Nachbehandlung der Feinbetonoberfläche

Die dünnen Textilbetonschichten sind besonders durch Austrocknung gefährdet. Dazu kann Wasser oberflächlich zugeführt werden und die Oberflächen gegen Austrocknung geschützt werden. Bei senkrechten Flächen und horizontalen Flächen von oben haben sich feuchte Tücher, Folien und regelmäßiges Befeuchten bewährt. Flächen über Kopf wurden mehrmals täglich befeuchtet [1].

1.5 Tragverhalten

1.5.1 Allgemein

Textilbeton ähnelt in seinen mechanischen Eigenschaften weitgehend denen des Stahlbetons. Ein wesentlicher Unterschied liegt in dem rein elastischen Verhalten der Bewehrungsmaterialien Carbon und AR-Glas. Textilbeton besitzt kein plastisches Arbeitsvermögen aufgrund der Bewehrung [1].

In Abbildung 1.10 ist das Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines einaxialen Zugversuchs dargestellt. Darin sind drei Zustände eingetragen [1]:

- Zustand I: Der Beton ist ungerissen. Die Steifigkeit des Betons bestimmt das Verhalten und er übernimmt den überwiegenden Teil der Kräfte. Die Bewehrung trägt nur entsprechend ihres geringen Querschnittanteils.
- Zustand IIa: Die Betonzugfestigkeit wird überschritten und die Rissbildung setzt ein. Plastische Verformungen sind aufgrund des Verbundschlupfes zu erwarten. Die Rissbildung setzt sich fort, bis die Rissabstände so gering sind, dass die Verbundkräfte zwischen Bewehrung und Beton die Risslast der Matrix nicht mehr erreichen.
- Zustand IIb: Die Rissbildung ist abgeschlossen. Mit zunehmender Belastung dehnt sich nur noch die Bewehrung, wodurch sich die Rissbreiten vergrößern. Ist die Zugfestigkeit des Textils erreicht, versagt das Textilbetonbauteil spröde und ohne Vorankündigung, was an den Eigenschaften von Carbonfasern und AR-Glasfasern liegt.

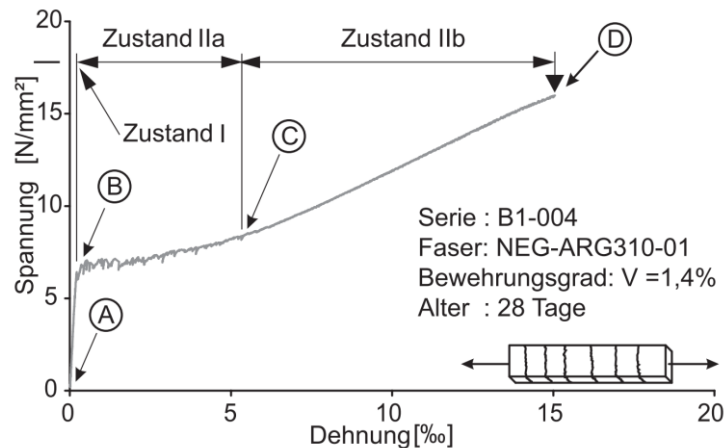


Abbildung 1.10: Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Textilbetonbauteils unter zentrischer Zugbeanspruchung [1]

In Tabelle 1.6 sind typische Eigenschaften von Textilbeton mit Bewehrungen aus AR-Glas und Carbon angegeben. Aufgrund des unterkritischen Risswachstums bei AR-Glasfasern ist hier die Dauerstandfestigkeit mit höchstens 50 % der Kurzzeitfestigkeit angegeben. Es liegen noch keine verlässlichen Aussagen zur Dauerstandfestigkeit von AR-Glasfasern vor, da diese stark von der Beschichtung abhängt. Es ist aber davon auszugehen, dass die Dauerstandfestigkeiten bei deutlich unter 50% der Kurzzeitfestigkeiten liegen, womit eine statische Dauerbelastung in der Praxisanwendung vermieden werden sollte. Bei Carbonfasern ist der Unterschied zwischen Dauerstandfestigkeit und Kurzzeitfestigkeit vernachlässigbar klein [1].

Tabelle 1.6: Typische mechanische Eigenschaften von Textilbeton [1]

Eigenschaft	Einheit	AR-Glas	Carbon
Bewehrungsgrad	%	1 ... 5 (10)	
Rissspannung	N/mm ²	4 ... 6	
Rissabstand	mm	2 ... 20 mm	
Druckfestigkeit	N/mm ²	50 ... 70	
Zugfestigkeit (bezogen auf Betonquerschnitt)	N/mm ²	bis 40	bis 80
Zugfestigkeit (bezogen auf Textilquerschnitt)	N/mm ²	1000 (Kurzzeit)	2500
Dauerfestigkeit	%	< 50	100
Bruchdehnung	‰	15 ... 20	10 ... 15

Die Betondeckung der textilen Bewehrung hat die Funktion den Verbund zwischen Feinbeton und Textil herzustellen. Eine Betondeckung als Korrosionsschutz ist nicht erforderlich. Die erforderlichen Verankerungslängen sind kurz, die Risse sehr fein verteilt und damit die

Rissbreiten extrem klein, weil über die große Oberfläche des Textils sehr hohe Verbundkräfte in den Beton eingeleitet werden können [1].

1.5.2 Textile Bewehrung

Bei Textilbeton handelt es sich um einen Verbundwerkstoff aus zwei Verbundsystemen. Textil und Feinbeton sind ein Verbundsystem. Das zweite ist das Textil, das aus Fasermaterial und Imprägnierung besteht. In Abbildung 1.11 ist eine lichtmikroskopische Aufnahme eines nicht imprägnierten AR-Glas-Rovings gezeigt, der in eine Feinbetonmatrix eingebettet ist. Darin ist erkennbar, dass nur ein Bruchteil der 400 Fasern direkten Kontakt mit dem Feinbeton besitzen. Die meisten Fasern haben ausschließlich Kontakt zu benachbarten Fasern. Dieses komplexe Verbundverhalten kann über ein einfaches Modell beschrieben werden: Ein Roving setzt sich aus Rand- und Kernfasern zusammen. Die Randfasern stehen in direktem Verbund zur Feinbetonmatrix, die Kernfasern nicht. Die übertragbaren Verbundspannungen an der Faser-Beton-Grenzfläche sind größer als an der Faser-Faser-Grenzfläche. Daher sind die Dehnungen und Spannungen in den Randfasern deutlich größer. Sie versagen daher früher als die Kernfasern und können das Versagen des gesamten Rovings einleiten. Heutzutage sind aus diesem Grund die meisten textilen Bewehrungen in der Regel imprägniert, um eine gleichmäßigere Ausnutzung aller Fasern zu erreichen (siehe Abbildung 1.2) [1].

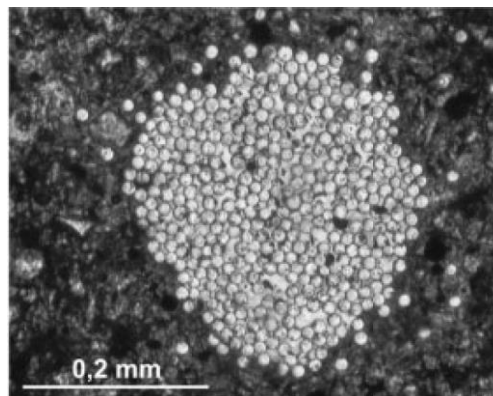


Abbildung 1.11: Mikroskopische Aufnahme eines AR-Glas-Querschnitts mit 400 Fasern in einer Feinbetonmatrix [1]

Die Imprägnierung beeinflusst die Verbundeigenschaften der Fasern im Roving, sowie zwischen Roving und Betonmatrix. Damit wird auch Festigkeit, Verbundverhalten und Handhabung des Textils beeinflusst. Die Steifigkeit des Imprägnierungsmaterials bestimmt den Ausnutzungsgrad der Kernfasern, sowie die Verschiebefestigkeit und den Biegeradius des Textils. Für eine möglichst gleichmäßige Aktivierung der Fasern und eine hohe

Verschiebefestigkeit des Textils ist eine steife Imprägnierung von Vorteil. Um geringere Biegeradien zu erreichen, sodass das Textil je nach Verstärkungsaufgabe nur durch die Konsistenz des Feinbetons in seiner Lage gehalten wird, ist eine weiche Imprägnierung besser. Diese Aspekte führen zu gegenläufigen Anforderungen an die Imprägnierung. Eine Möglichkeit, die Steifigkeit des imprägnierten Textils zu reduzieren, ist eine nicht vollständige Imprägnierung [1].

1.5.3 Zugfestigkeit

Die Zugfestigkeit eines Rovings hängt vom Fasermaterial ab. Diese sinkt mit zunehmender beanspruchter Länge des Rovings. Der Versagensmechanismus eines Rovings ergibt sich daraus, dass es sich dabei um ein Bündel von Einzelfasern handelt. Wird ein Roving mit Fasern gleicher Länge belastet, so versagt zuerst die Faser mit der geringsten Festigkeit. Die dabei freiwerdende Kraft wird auf die anderen Fasern umgelagert, was zu einer Kettenreaktion führen kann, bei der ein lawinenartiges Versagen der Fasern einsetzt. Der Roving versagt kollapsartig [1].

Das Imprägnierungsmaterial wirkt sich stark auf die Zugfestigkeit des Rovings aus. Die Kriechneigung der verwendeten Polymere ist dabei sehr unterschiedlich und abhängig von Höhe und Dauer der Belastung [1].

Das grundsätzliche Verhalten von Textilbeton unter Zugbeanspruchung kann anschaulich an zwei Versuchsserien der Technischen Versuchs- und Forschungsanstalt (TVFA) der Universität Innsbruck nachvollzogen werden [29]. Hier wurden in einer Versuchsserie 1 Zugversuche an Probekörpern mit den Abmessungen 700 mm Länge und 10 mm Stärke, und in einer Versuchsserie 2 an Probekörpern mit 20 mm Stärke und 800 mm Länge durchgeführt. Die Breite der Probekörper war konstant 60 mm. Beide Probenreihen wurden zentrisch, mit einer textilen Bewehrungslage der Firma SGL armiert [29]. Die Versuche wurden mit einer servohydraulischen Prüfmaschine durchgeführt. Die Erstrissbildung fand bei allen untersuchten Proben der Versuchsserie bei rechnerischen Textilzugspannungen im Bereich 100-400 N/mm² statt. Zudem wurde beim Erreichen des abgeschlossenen Rissbilds eine mittlere Rissbreite von 0,1 mm festgestellt. In der Versuchsserie 2 wurde eine Erstrissbildung bei rechnerischen Textilzugspannungen von bis zu 700 N/mm² verzeichnet. Nach Abschluss der Rissbildung wurden hier mittlere Rissbreiten von ca. 0,3 mm ermittelt. Im Unterschied zur Versuchsserie 1 wurden die Risse auf beiden Seiten der Proben aufgezeichnet (vgl. auch Abbildung 1.12 und Abbildung 1.13).

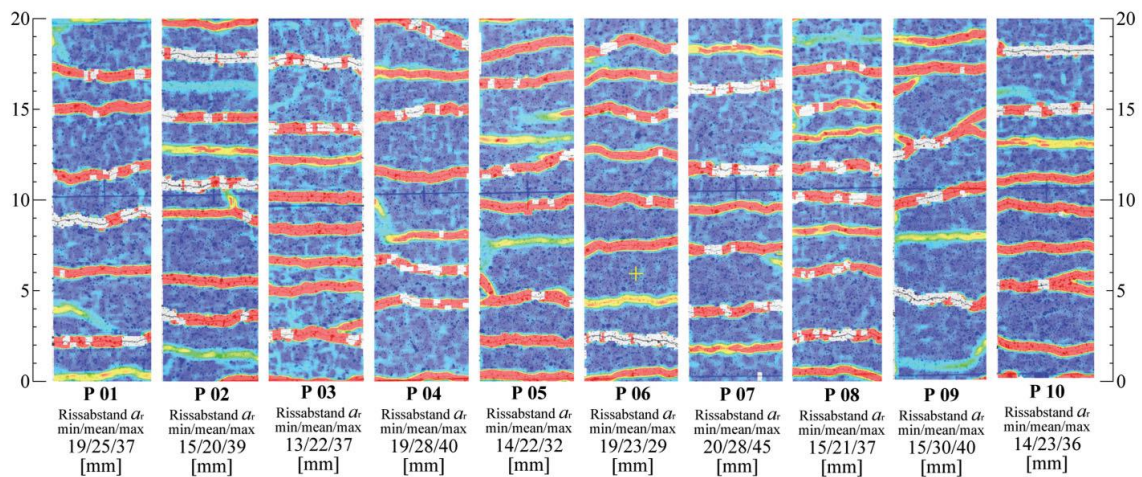


Abbildung 1.12: Rissbilder Versuchsserie 1 [29].

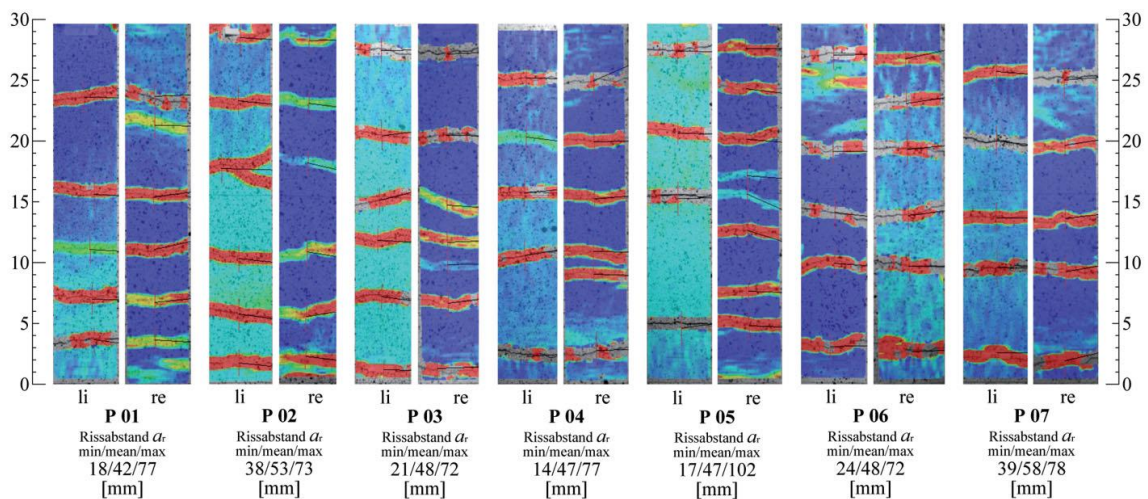


Abbildung 1.13: Rissbilder Versuchsserie 2 [29].

In Rahmen des Versuchsprogramms an der TU Graz [30] wurden 4-Punkt-Biegezugversuche an Plattenstreifen durchgeführt (Abbildung 1.14). Bei der Durchführung der verformungsgesteuerten Versuche wurden dieselben Bezeichnungen wie bei den Spannkraft-Einleitungsversuchen verwendet. Zusätzlich wurde zu Vergleichszwecken eine ausschließlich textildbewehrte Platte geprüft. Die Ergebnisse sind in Abbildung 1.15 und Abbildung 1.16 mit Daten des Auftretens des ersten Risses im Beton und der maximalen Plattentragfähigkeit dargestellt. Auf Grundlage der Untersuchungen können Modelle zur Beschreibung des Tragverhaltens mit der Findung eines Dehnungszustands, des Gleichgewichts zwischen den inneren Kräften und den äußeren Einwirkungen bereitgestellt werden.

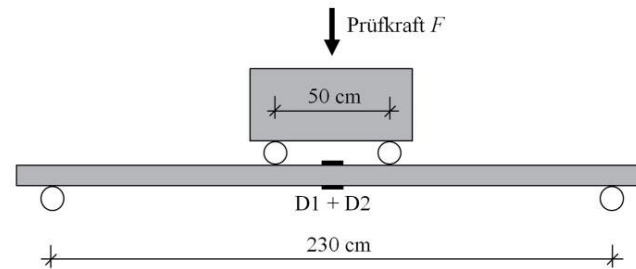


Abbildung 1.14: Versuchsaufbau 4-Punkt-Biegeversuche von TU Graz [30].

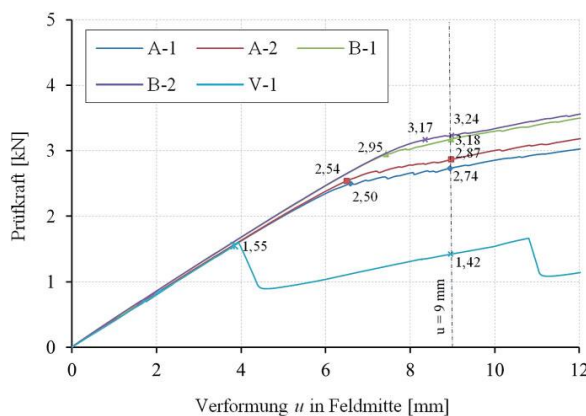


Abbildung 1.15: Ergebnisse 4-Punkt-Biegeversuche bis zu einer Verformung von 12 mm [30].

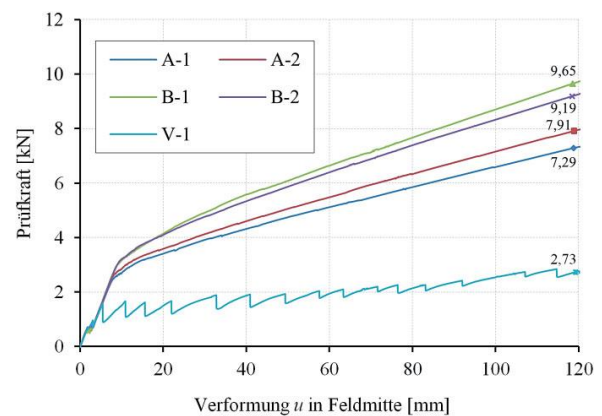


Abbildung 1.16: Ergebnisse 4-Punkt-Biegeversuche bis zu einer Verformung von 120 mm [30].

Die umfangreichen Untersuchungen an der TU Dresden [31], [32], [33], [34] haben die Grundlage für die Biegebemessung und die Zugfestigkeitsermittlung von Textilbeton geschaffen. Im Detail wurden zahlreiche Zugversuche, Dauerschwingversuche, Verbund- und Dauerhaftigkeitsversuche sowie Querkzugversuche und Endverankerungsversuche durchgeführt [31]. Auch das Biegetragverhalten von Probekörpern mit unterschiedlichen Plattendicken und Stahlbewehrungen wurden untersucht [33]. Die Ergebnisse haben gezeigt, welche Verstärkungswirkungen mit ein, zwei oder vier Lagen Carbontextilbewehrung erzielt werden kann. In der Folge wurde ein iteratives Bemessungsmodell von textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen unter Biegung [34] entwickelt und in eine Bemessungssoftware für die praktische Verwendung implementiert.

1.6 Verbund von Altbeton und Textilbeton

1.6.1 Optimale Vorbereitung

Für eine Verstärkung und Instandsetzung von Betonbauteilen ist die fachgerechte Vorbereitung des Untergrundes am zu verstärkenden Bauteil zwingend. Die in [28] beschriebene Vorbereitung ist an [35] und [39] (für Österreich gelten [36], [37], [38]) angelehnt und gestaltet sich wie folgt: Zuerst muss die betreffende Fläche frei von losen, brüchigen oder verbundschädigenden Teilen sein. Verunreinigungen wie Gummiabrieb, Trennmittel, Öl, Altbeschichtungen, Ausblühungen, Bewuchs und ähnliches, die den Verbund zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht vermindern, müssen entfernt werden und der Untergrund intensiv aufgeraut werden. Dies kann z.B. durch Hochdruckwasserstrahlen, Druckluftstrahlen mit festem Strahlmittel, Kugelstrahlen oder durch die Bearbeitung einer Nagelpistole erfolgen [28]. Die Arbeiten des Aufrauens und das Abtragen des Altbetons müssen in Österreich gem. [40] durchgeführt werden. Das Ausbessern von Fehlstellen oder Verpressen von Rissen wird ebenfalls als Untergrundvorbehandlung empfohlen [29]. [26] schlägt vor, den Altbeton 24 h vor Beginn der Verstärkungsarbeiten vorzunässen, tagsüber alle 2 h nachzunässen bzw. über Nacht mit Folie abzudecken und letztmalig ca. 20 min vor Beginn der Arbeiten den Beton zu befeuchten [28].

1.6.2 Verstärken mit Textilbeton

Wie schon in Punkt 3.4 Verarbeitung beschrieben erfolgt das Sprühen des Feinbetons im Dichtstromverfahren mit einer geeigneten Mantel-Luftstromdüse (z.B. MAWO-Düse) [20], [28]. Auf den vorbereiteten Untergrund wird eine erste Lage Feinbeton (ca. 2-3 mm [41]) aufgebracht. Anschließend erfolgt die Einarbeitung der textilen Bewehrung in die frische Matrix. Dabei wird sie in die Matrix gelegt und mit einer Kelle [28] durch vorsichtiges Überstreichen eingearbeitet. Das Aufbringen von Feinbeton und textilen Lagen wird so oft wiederholt, bis die gewünschte Lagenanzahl erreicht ist. Den Abschluss bildet eine dünne Feinbetonschicht.

Insgesamt sind die Arbeitsschritte so zu wählen, dass die Laminierarbeiten bzw. der Schichtenaufbau eines Abschnittes innerhalb der Verarbeitungszeit bzw. bis zum Erstarrungsbeginn des Feinbetons zu erfolgen hat, um Schädigungen der Verbundfuge zu vermeiden. Eine Nachbehandlung soll übermäßige Schwindrissbildung und zu schnelles Austrocknen verhindern. Das Abdecken mit feuchten Tüchern und Folien oder regelmäßiges Besprühen mit Wasser halten die frische Verstärkungsschicht feucht [28].

1.6.3 Versagensmechanismen

Bei Textilbetonverstärkungen sind nach [42] folgende Typen des Verbundversagens möglich (Abbildung 1.17):

- Typ 1 – Altbetonversagen, Abbildung 1.17: Das Versagen findet im Altbeton statt. Möglich ist sowohl ein oberflächennaher Rissverlauf nahe der Verbundfuge als auch ein tiefer Ausbruchkrater im Altbeton, der dann in vielen Fällen bis an die Stahlbewehrung reicht. Die gesamte Betondeckung mit Verstärkungsschicht wird abgeschält.
- Typ 2 – Fuge alt-neu, Abbildung 1.17: Das Versagen tritt direkt in der Verbundfuge auf.
- Typ 3 – Delamination, Abbildung 1.17: Das Versagen findet in der Ebene der textilen Bewehrung statt, bei mehrlagiger Bewehrung in der ersten, dem Altbeton zugewandten Bewehrungsebene.
- Typ 4 – Verankerungsversagen, Abbildung 1.17: Die textile Bewehrung ist nicht ausreichend verankert und die Fasern werden komplett aus dem Feinbeton herausgezogen.

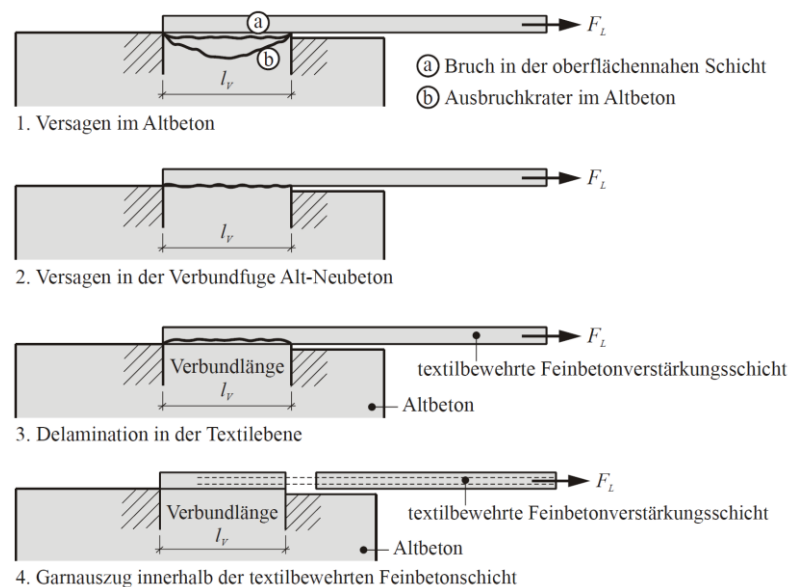


Abbildung 1.17: Arten des Verbundversagens für die Verstärkung aus Textilbeton nach [42] aus [13].

Bei der Auslegung von Textilbetonverstärkungen wird angestrebt, dass das Typ-1 – Altbetonversagen maßgebend wird. Somit kann aus Sicht des Verbundversagens die maximale Leistungsfähigkeit des Verstärkungssystems erreicht werden, denn die

Beanspruchbarkeit des Altbetons ist die gegebene Größe, die nicht beeinflusst werden kann. Das Versagen in der Typ-2 – Verbundfuge sollte durch einen guten Verbund zwischen Verstärkungsschicht und Altbeton ausgeschlossen werden [13]. Das kann in erster Linie durch eine saubere Untergrundvorbehandlung, das ein Aufrauen und Vornässen, aber auch Ausbessern von Fehlstellen oder Verpressen von Rissen [41], beinhaltet, erreicht werden, um eine gute Verzahnung zwischen Altbeton und Verstärkungsschicht zu ermöglichen. Das Typ-3 – Delamellierungsversagen ist im strukturellen Aufbau des Textilbetons begründet. Bei der Einleitung der Verbundkräfte vom Altbeton in die textilen Bewehrungen der Verstärkungsschicht treten in dem die Fasern umgebenden Feinbeton Zugbeanspruchungen auf. Die Filamentgarne können in der Querrichtung keine Kräfte übertragen. In der Ebene der textilen Bewehrung ist daher nur der zwischen den gitterartig angeordneten Fasern vorhandene Feinbeton wirksam. Das Typ-3 – Verankerungsversagen konnte in keinem Fall ausgewiesen werden [13].

Die Höhe der übertragenen Verbundkräfte hängt direkt von der Festigkeit und der Menge des zwischen den Fäden der textilen Bewehrung vorhandenen Feinbetons ab. Flächenmäßig entspricht der Feinbetonanteil dem zwischen den Fasern verbleibenden Flächenanteil und kann als Beiwert $k_{A,eff}$ ausgedrückt werden [13].

$$k_{A,eff} = \frac{A}{A_m} \quad (1.4)$$

A – Gesamtfläche

A_m – Matrixfläche

Über umfangreiche Haftzugversuche konnte durch [42] mit verschiedenen textilen Bewehrungen Grenzen für Versagens-Typ-1 - Altbetonversagen und Versagens-Typ-2 – Delaminierungsversagen, sowie ein prinzipieller Zusammenhang gefunden werden, Abbildung 1.18.

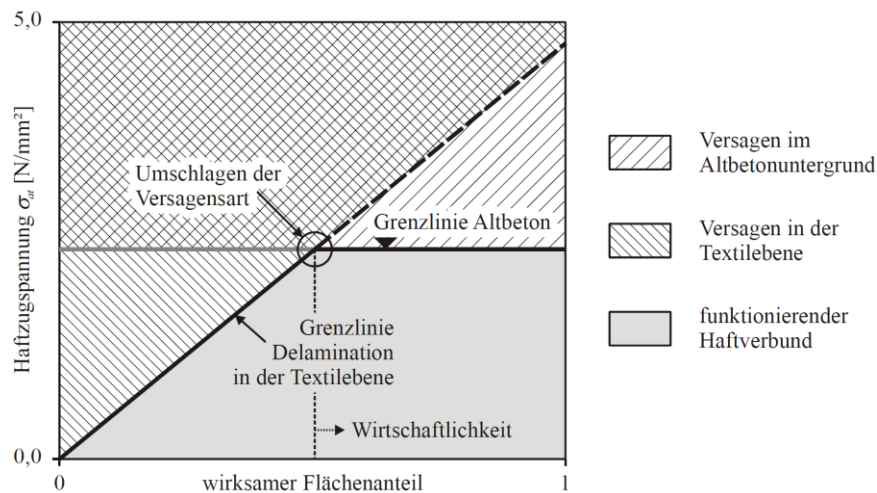


Abbildung 1.18: Prinzipielle Abhängigkeit der auftretenden Verbundversagenstypen 1 und 3 in Abhängigkeit der Altbetonfestigkeit und des wirksamen Flächenanteils nach [42] aus [13].

Die Grenzlinie für Typ-1 beschreibt das Versagen im Altbeton (Oberhalb der Linie gibt es ein Versagen, unterhalb nicht). Die Grenzlinie für Typ-3 beschreibt das Versagen durch Delamination in der Ebene der textilen Bewehrung (Oberhalb und links der Linie findet eine Delaminierung statt) [13].

Durch die Interaktion der beiden Versagensarten versagt das System in den Bereichen 1 und 3 im Altbeton, im Bereich 2 durch Delamination der Abbildung 3. Im Bereich 4 tritt kein Versagen ein. Mit zunehmendem wirksamen Flächengehalt schlägt das Verhalten am Punkt A (= min. $k_{A,eff}$) von Delaminations- auf Altbetonversagen um. Rechts von Punkt A befindet sich die wirtschaftliche Auslegung des Verstärkungssystems [13].

1.6.4 Praxisbezogene Bauwerksverstärkungen mit Textilbeton

Bei der weltweit ersten Textilbetonbrücke aus dem Jahr 2006 wurden geringe Betondeckungen, mit einer Bauteildicke von 30 mm ausgeführt, um die erforderliche Lasten aufnehmen zu können. Zudem wurde AR-Glas als Verstärkungstextil in vierlagiger Ausführung in den Feinbeton eingebracht und diente besonders als Mindestbewehrung und zur Reduzierung von Rissbreiten und -abständen im Gebrauchslastzustand [41].

Im Jahr 2010 [43] wurde ein mehrere Jahrzehnte altes Wasserbauwerk (Wehr) mit textilbewehrtem Spritzmörtel instandgesetzt. Das Bauwerk wies Rissbreiten von mehr als 1 mm auf. Aufgrund tages- und insbesondere jahreszeitlicher Temperaturänderungen sind Rissbreitenänderungen von bis ~ 0,6 mm durchaus gängig. Als Spritzbeton wurde eine für den Wasserbau zugelassene, polymermodifizierte Trockenmischung (Trockenspritzbeton) StoCrete TS 118 [44] verwendet [44], [45]. Folgende Materialkennwerte wurden an im

Trockenspritzverfahren hergestellten Probekörpern nach einer Lagerung von 28 d (2 d feucht, danach 23°C und 50% rel. Luftfeuchtigkeit) ermittelt (vgl. Tabelle 1.7).

Tabelle 1.7: Betonkennwerte, Prüfalter 28 d [43]

Kennwert	Einheit	Wert
Druckfestigkeit	N/mm ²	47,8
Biegezugfestigkeit	N/mm ²	8,2
E-Modul	N/mm ²	32600
Schwindmaß	mm/m	-0,59

Für die Instandsetzung des Wehrs wurden die Oberflächen durch Hochdruckstrahlen vorbehandelt und ausschließlich die offenen Arbeitsfugen mit einem Klebeband (Breite ca. 10 cm) abgeklebt. Die Textilien wurden über Glasfaserdübel mit Edelstahltellern fixiert [43]

Als Textilgelege wurden epoxidharzgetränktes AR-Glas, Styrol-Butadienbeschichtetes AR-Glas und Styrol-Butadienbeschichtetes Carbondtextil verschiedener Tex-Stärken und Gitterweiten verwendet. Hinsichtlich der Verarbeitung am Bauwerk hat sich das Carbondtextil als am einfachsten handhabbar erwiesen. Es bedingte weniger Rückprall als das steifere epoxidharzgetränkte Textil und war gleichzeitig formstabiler als AR-Glastextil [43]. Bei der Bemessung der Textilien wurde angenommen, dass die Bruchkraft des Mörtels je lfd. m kleiner sein muss, als die 1,5-fache Bruchkraft der textilen Bewehrung je lfd. m. Der Faktor 1,5 beinhaltet Materialalterung, jedoch nicht den für die Bauteilbemessung erforderlichen Sicherheitsfaktor. Die Versuchsprobekörper wurden lagenweise hergestellt. Nach der ersten Spritzbetonschicht von ca. 1 cm Dicke wurde die erste Textillage eingebacht, dann folgten eine zweite Spritzbetonschicht, die zweite Textillage und abschließend die letzte Spritzbetonschicht [43].

Das Konzept und die Komponenten des dauerhaften, wasserundurchlässigen, rissüberbrückenden Textilbetons (DUREX) ist in Abbildung 1.19 [45], [46] dargestellt:

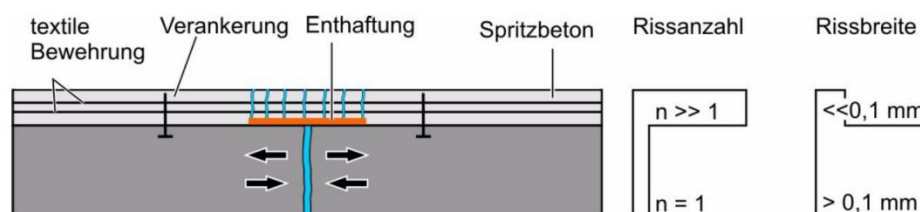


Abbildung 1.19: Konzept und Komponenten des DUREX, Rissanzahl in der Schutzschicht $N \ll 1$, Rissbreite in der Schutzschicht $\ll 0,1$ mm, im Altbeton $> 0,1$ mm, aus [45], [46].

Vier Jahre nach der Instandsetzung wurden die Probeflächen untersucht [45]. Es wurden leichte Veränderungen der Oberflächen in Form von Rissen festgestellt. Bei jener Probezone, welche nicht verankert war, konnten keine Hinweise auf Verbundstörungen in der textilbewehrten Spritzbetonschicht gefunden werden. In den textilbewehrten Spritzbetonflächen waren nur vereinzelt sehr feine Risse ($< 0,1$ mm) sichtbar, welche dem Rissverlauf des Altbetons folgen. Aus technischer Sicht sind Risse $< 0,1$ mm ausreichend wasserundurchlässig. Zur Beurteilung des Verbundes zwischen Altbeton und Spritzbeton bzw. Spritzbeton und Textil wurde die Haftzugfestigkeit mittel Abreißversuch gemäß [47] geprüft. Die ermittelte Haftzugfestigkeit beträgt im Mittel $1,55 \pm 0,62$ N/mm², das Kohäsionsversagen im Altbeton tritt bei $1,80 \pm 0,50$ N/mm² auf. Die Prüfung des Adhäsionsversagens zwischen Spritzbeton und Textil ergibt einen mittleren Wert von $1,52 \pm 0,65$ N/mm².

1.7 Stützenverstärkung

Die nachträgliche Verstärkung von Stahlbetonstützen hat im Bauwesen eine große Bedeutung und bestimmt einen großen Teil der Bauaufgaben. Ziel der Verstärkung ist, mit einem minimalen Aufwand den größtmöglichen Nutzen zu erreichen. Die Querschnitte von Stützen verfügen nur selten über größere Tragreserven. Der wohl am häufigsten eingesetzte Baustoff stahlbewehrter Spritzbeton erzielt eine Tragfähigkeitssteigerung infolge der zusätzlichen Stahlbewehrung und der ergänzten Betonschicht. Es führt zur Vergrößerung der Querschnittsabmessungen und somit auch zur signifikanten Steigerung des Eigengewichts. Bei der Verstärkung mit faserverstärkten Kunststoffgelegen wird die Steigerung der Traglast ausschließlich durch die Umschnürung des Altbetons erreicht [48].

Durch die Anwendung des Verbundbaustoffs Textilbeton werden die Vorteile von CFK und stahlbewehrtem Spritzbeton kombiniert [49]. Die Tragfähigkeitssteigerungen ergeben sich aus der Querschnittserhöhung durch die zusätzliche Betonschicht und einer Umschnürungswirkung der Verstärkungsschicht [50].

Im Versuchsprogramm der TU Dresden [51] erfolgten bestimmte Ergebnisse. Der Hauptuntersuchungsparameter in dieser Studie war die Stützengeometrie. Die Untersuchungen erfolgten an gedungenen Stützen, um eine Knickgefährdung auszuschließen. So erfolgte bei einer konstanten Probekörperhöhe von $h = 300$ mm eine Variation der Ausrundungsradien vom Quadrat mit einem Querschnitt von $b \times d = 150 \times 150$ mm bis zum Kreis mit einem Durchmesser von 150 mm (Abbildung 1.20, Parameterachse

(A)). Zur Untersuchung von Maßstabseffekten wurden zusätzliche Versuche an Probekörpern mit veränderten Außenabmessungen durchgeführt und der Einfluss des Verhältnisses zwischen Ausrundungsradius und Kantenlänge (Parameterachse (B)) als auch der Einfluss des Radius bei gleichen Geometrieverhältnissen (Parameterachse (C)) erfasst.

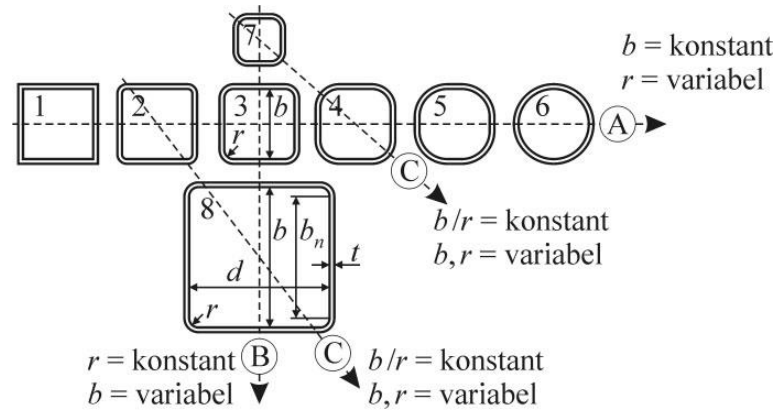


Abbildung 1.20: Darstellung der Verknüpfung der Untersuchungsparameter von [51].

Der zweite Untersuchungsparameter war der Einfluss des Fasermaterials und des Faserquerschnitts auf die Verstärkungswirkung. Zur Charakterisierung des Verstärkungseffektes bei unterschiedlichen textilen Bewehrungen wurden neben einer Nullbetonserie (Serie A) drei Versuchsreihen mit Textilbeton (Serien B, C und D, siehe Tabelle 1.8) untersucht. Zum Vergleich und zur Einordnung der erzielten Ergebnisse gegenüber anderen gebräuchlichen Umschnürungsmethoden wurde eine weitere Serie (E1/E2) mit zwei verschiedenen CFK-Sheets untersucht.

Tabelle 1.8: Mechanische Eigenschaften und Kennwerte der textilen Gelege von [48],[51].

Eigenschaft	Einheit	Serie B	Serie C	Serien D und F
Material		AR-Glas	Carbon	Carbon
Textilgelege		AR-Glas	Carbon	CFHT
Feinheit	[tex]	1.200	800	3.500
Garnabstand	[mm]	7,2	7,2	10,8
Querschnitt	[mm ² /m]	61,1	61,7	180
E-Modul	[N/mm ²]	74.450	222.980	204.000
Gewicht ohne Beschichtung	[g/m ²]	166,7	111,1	324,1
Dichte	[kg/dm ³]	2,8	1,8	1,8
Steifigkeit	[kN/m]	4.549	12.593	36.728
Zugfestigkeit	[N/mm ²]	1.232	1.032	keine Angabe

Allgemeine Ergebnisse zeigen, dass die sukzessive Schädigung des Kerns nach der Überschreitung der Kernbetondruckfestigkeit zu einer schlagartigen Erhöhung der Querdehnungen des Betonkörpers führt. Als Folge steigen die Zugspannungen in der Textilbetonumhüllung an. Diese führen in den Eckbereichen zu Umlenkkraften, welche im Inneren der Umschnürungshülle einen mehraxialen Spannungszustand mit Druckspannungen in allen drei Richtungen hervorrufen (Abbildung 1.21). Die Größe dieser beanspruchten Betonfläche hängt stark von der Querschnittsgeometrie ab. Auch eine Ablösung der Verstärkungsschicht vom Kernbeton kommt dazu. Mit dem Entstehen von vertikalen Längsrissen bei den eckigen Querschnitten vergrößert sich die Anzahl der Risse und die Querschnittausrundung, so dass sich bei einer runden Querschnittsform ein nahezu gleichmäßiges Rissbild einstellt.

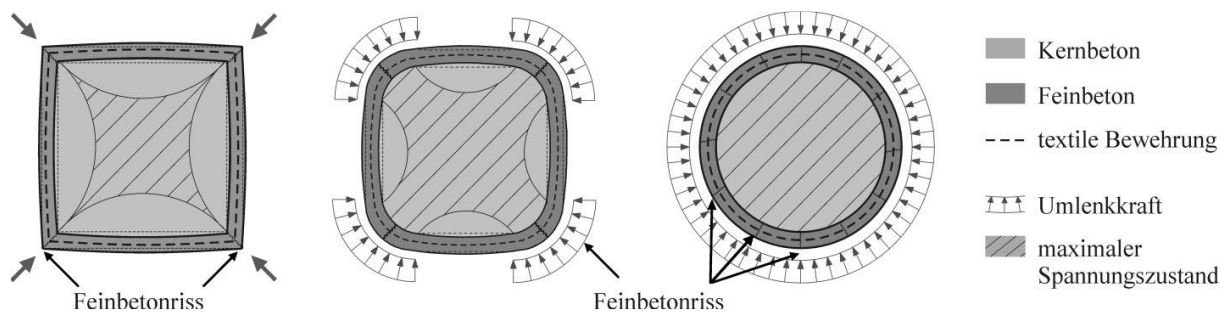


Abbildung 1.21: Wirkungsweise von Textilbetonumschnürungen.

Die Versuche haben gezeigt, dass sich mit einer zunehmenden Annäherung der Querschnittsform an einen Kreis der Anteil der Umschnürung und somit der Effekt einer gesteigerten Tragfähigkeit erhöht [48]. Die Ergebnisse von Parameterachse B/C zeigen, dass vor allem die freie Kantenlänge zwischen den Ausrundungsradien und der Verstärkungsschicht einen entscheidenden Einfluss auf die erreichbare Traglaststeigerung haben. Auch die Wirksamkeit der Umschnürung mit der Verkleinerung der zu umschnürenden Kernquerschnittfläche und dem daraus resultierenden Anstieg des Bewehrungsgrades im Verhältnis zur Betonfläche nimmt zu [51]. Serie F zeigt, dass das Verhalten nach dem Versagen des Kerns und der Feinbetonschicht identisch ist. Der prozentuale Anteil der vom Feinbeton aufnehmbaren Spannung im Vergleich zur Gesamtbruchspannung steigt, was zu einer größeren prozentualen Traglaststeigerung mit sinkender Betondruckfestigkeit führt. Die Erhöhung der Steifigkeit der textilen Verstärkung führt zu deutlichen Steigerungen der Tragfähigkeit. Die Ergebnisse der Serie F zeigten ebenfalls eine Erhöhung der Tragfähigkeit mit zunehmender Lagenanzahl und damit zunehmender Dehnsteifigkeit der textilen Bewehrung [51].

An der Basis der Untersuchungen wurde eine analytische Beschreibung des Tragverhaltens und eine Umschnürungsformulierung durchgeführt. Der Traglastanteil der Feinbetonschicht war im Lasteinleitungsbereich üblicherweise nicht angesetzt. Die Auswertung der Versuchsergebnisse ergab jedoch einen nicht vernachlässigbaren Traglastanteil. Ein Teil der Last war dabei durch Reibung bzw. Haftung [52] über eine entsprechende Lasteinleitungslänge in die Feinbetonschicht eingeleitet. Für den Stützenmittebereich wurde ein additives Berechnungsmodell unter der Annahme eines starren Verbundes zwischen Alt- und Feinbeton erarbeitet [53]. Die Tragfähigkeit der verstärkten Stütze $N_{u,1}$ errechnet sich unter Anwendung der ermittelten Faktoren ohne Berücksichtigung der Umschnürungswirkung zu:

$$N_{u,1} = N_c + N_{fc} = f_{cm} \times A_c + 0,27 \times f_{fcm} \times A_{fc,eff} \quad (1.5)$$

Mit

- N_u Traglast der verstärkten Stütze
- N_c Normalkraft im Betonkern
- N_{fc} Normalkraft in der Feinbetonverstärkungsschicht
- f_{cm} mittlere Würfeldruckfestigkeit des Kernbetons
- f_{fcm} mittlere Feinbetondruckfestigkeit
- A_c Querschnittsfläche des Kernbetons
- $A_{fc,eff}$ wirksame Querschnittsfläche des Feinbetons (Nettofläche nach Abzug der Textilien)

Aufgrund des Berechnungsalgorithmus in [53] und eigenen experimentellen Versuchsergebnissen wurde ein einfacher analytischer Zusammenhang zur Vorhersage der Tragfähigkeit der umschnürten Betonstützen definiert. Die Tragfähigkeit der Stütze mit Feinbetonmantel unter Ansatz der Umschnürungswirkung ergibt sich danach zu:

$$N_{u2} = A_c \times f_{c0} \times \left[1 + 0,27 \times \frac{\sigma_{lu}}{f_{c0}} + 5,55 \left(\frac{\sigma_{lu}}{f_{c0}} \right)^2 - 3,51 \times \left(\frac{\sigma_{lu}}{f_{c0}} \right)^3 \right] \quad (1.6)$$

Hier ist f_{c0} die Druckfestigkeit des nicht umschnürten Betons und σ_{lu} ist die Umschnürungsspannung im Bruchzustand:

$$\sigma_{lu} = k_e \times \frac{(b + d)}{b \times d} \times a_f \times n_{eff} \times f_{fu} \quad (1.7)$$

$$\text{mit } k_e = 1 - \frac{b_n^2 \times d_n^2}{3 \times A_c}$$

mit

k_e

Wirksamkeitskoeffizient der Verstärkung

b, d

Abmessungen der unverstärkten Stütze

a_f

Faserquerschnittsfläche einer Textillage (pro Meter Stützenhöhe)

n_{eff}

Faserquerschnittsfläche einer Textillage (pro Meter Stützenhöhe)

f_{fu}

Zugfestigkeit des Textilbeton-Verstärkungssystems
(bezogen auf die Faserquerschnittsfläche)

$b_n,$

freie Kantenlänge zwischen den Ausrundungsradien

d_n

Die Zugfestigkeit des Textilbeton-Verstärkungssystems muss in einaxialen Zugversuchen ermittelt werden.

Der größte Wert aus den beiden Modellen beschreibt dabei die maximal erzielbare Traglast der Stütze im Lasteinleitungsbereich:

$$N_u = \max(N_{u1}, N_{u2}) \quad (1.8)$$

Die Tragfähigkeitssteigerung durch eine Textilbetonverstärkungsschicht wird im Wesentlichen durch die Umschnürung des Kernbetons erreicht. Der Lastanteil, der über Normalkräfte im Feinbetonmantel abgetragen wird, ist gegenüber der Umschnürungswirkung gering. Mit Hilfe des entwickelten Berechnungsmodells können die Traglasten der Stützen gut nachgerechnet werden.

1.8 Dauerhaftigkeit

Das hohe Leistungsvermögen von textilbewehrtem Beton hängt nach [13] von folgenden Faktoren ab:

- Die Beständigkeit des Fasermaterials im alkalischen Milieu. Dabei sind die Korrosionsbeständigkeit des Fasermaterials selbst (Carbon >> AR-Glas >> Basalt)

sowie die Beständigkeit und Schutzwirkung von auf der Filamentoberfläche aufgetragenen Schichten und Sekundärbeschichtungen der textilen Bewehrungen maßgebend. Zum Zweiten die Beständigkeit der Feinbetonmatrix gegenüber Umwelteinwirkung (z.B. Frost-Tausalz-Beanspruchung) und zum Dritten die dauerhafte Leistungsfähigkeit der Verbundzone zwischen Feinbeton und Multifilamentgarn.

- Die korrosive Auflösung des Glaskörpers wird bei AR-Gläsern nicht vollständig verhindert, sondern durch zirkonhaltige Diffusionsbarrieren an der Faseroberfläche nur stark verzögert [54]. Carbonfasern sind gegenüber alkalischem Milieu inert [23].
- Die bei der Herstellung von Glasfasern aufgetragene Schichte schützt den Glaskörper, beeinflusst die Dauerhaftigkeit bei chemischen Angriffen und bestimmt die chemische Oberflächenreaktion der Filamente. Bei Carbonfasern soll die aufgetragene Schichte vor allem die Verbundcharakteristik zwischen Fasern und Matrix beeinflussen [13].
- Bei den Dauerhaftigkeitsuntersuchungen mit AR-Glas besteht das Ziel der Feinbetonentwicklung in [14] in der Senkung des alkalischen Milieus in der Matrix. Abhilfe liefern zum einen neue Mischungen mit klinkerarmen, hüttensandreichen Hochofenzementen, Silikatstaub und Flugasche zur Reduktion der Alkalikonzentration der Porenlösung und zum anderen ein vollständiger Abbau von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ bzw. Bindemittelsysteme mit sehr hohen Flugaschegehalten und Silikatstaubzugabe, sowie der Einsatz von Tonerdezementen (CAC) mit niedrigem Alkalidepot.
- Als Maßnahme zur Senkung der Alkalität kann das Karbonatisierungsverhalten der Feinbetone ausgenutzt werden, da eine Karbonatisierung von Beton, eine Reaktion des im Zementstein enthaltenen $\text{Ca}(\text{OH})_2$ mit in der Luft enthaltenem Kohlendioxid CO_2 zu kalziumhaltigen Hydratationsprodukten mit pH-Werten $< 9-10$ führt [14]. Diese Maßnahmen müssen vordergründig bei AR-Glas Filamenten umgesetzt werden.
- Mit steigendem $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – Bildungspotential der Feinbetone, d.h. zunehmendem Gehalt an Portlandzementklinker und abnehmendem Puzzolananteil, ist mit fortschreitendem Alter eine verstärkte Ausscheidung von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ – Phasen zwischen den Filamenten zu verzeichnen. Zudem werden die einzelnen Fasern zunehmend von starren, unnachgiebigen Kristallstrukturen umhüllt, die eine Relativverschiebung der Einzelfasern gegenüber dem Beton verhindern. In der Folge

geht das Verformungsvermögen des gesamten Verbundwerkstoffs mit fortschreitendem Alter zurück, der Textilbeton versprödet. Dominieren dagegen über die gesamte Lebensdauer CSH-Phasen in den Kontaktzonen, bleibt die Verschieblichkeit der Filamente erhalten und es sind kaum Veränderungen im mechanischen Verhalten des Textilbetons festzustellen [19].

Die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit der Feinbetonmischungen soll vor allem hinsichtlich Frost-Tausalz-Beständigkeit erfüllt werden.

Feinbetone, bei denen der Portlandzementklinkeranteil durch den Einsatz eines CEM III B substanziell reduziert wurde, zeigen z.B. eine ungenügende Frost- und Frost-Tausalz-Beständigkeit. Ursache ist die Entstehung metastabiler Karbonatisierungsprodukte, die bei Frost-Tausalz-Belastung zerfallen und eine schnelle Abwitterung der karbonatisierten Randbereiche ermöglichen [55]. Für eine hinreichende Frost-Tausalz-Beständigkeit des Feinbetons ist demnach auf einen hinreichenden Portlandzementklinkergehalt im Bindemittel zu achten, der die Ausbildung stabiler Karbonatisierungsprodukte ermöglicht [13].

Für die Überprüfung der Frost-Tausalz-Beständigkeit der Feinbetone und in weiterer Folge der Textilbetone eignet sich z.B. der CDF-Test, angelehnt an Setzer [56], [57] und [58].

1.9 Praktische Beispiele der Anwendung

Der Textilbeton eignet sich sehr gut zur Verstärkung und Sanierung bestehender Bauwerke und auch Denkmälern und gestalterisch oder ingenieurtechnisch wertvollen Bestandsbauwerken. Zahlreiche Vorteile des Textilbetons sind:

- dünner Materialauftrag: geringerer Materialverbrauch,
- dünner Materialauftrag: geringes Zusatzgewicht,
- kaum sichtbare Veränderung der Bauteilabmessungen,
- flächiger Lastabtrag und Kraftübertragung in den Betonuntergrund,
- hohe Zugfestigkeit der textilen Bewehrung,
- Korrosionsbeständigkeit der textilen Bewehrung,
- gute Anpassbarkeit der textilen Bewehrung auch an gekrümmte Flächen,
- Baustoffverträglichkeit der Matrix mit Altbeton,

- Reprofilierung, Repassivierung und Bereitstellung einer neuen oder zusätzlichen Betondeckung,
- Oberflächengestaltung der Verstärkungsschicht ähnlich variierbar wie bei handelsüblichen Putzen,
- Versteifung der Bauteile mit nachweislich längerem Verbleiben der Bauteile im (ungerissenen) Zustand I,
- günstige Beeinflussung der Rissbildung durch kleine Rissabstände und kleine Rissbreiten,
- kurze Fertigungs- und Ausführungszeiten,
- Steigerung der Wirtschaftlichkeit [59].

1.9.1 Hyparschale Fachhochschule Schweinfurt, Deutschland

Die Dachkonstruktion des Hörsaalgebäudes der FH Schweinfurt ist eine sogenannte Hyparschale, d. h. ein mehrfach gekrümmtes Tragwerk in Form eines hyperbolischen Paraboloids mit Spannweite 38 m × 39 m und die Schalendicke im Mittelbereich lediglich 8 cm. Im Bereich der auskragenden Hochpunkte waren starke Verformungen durch Spannungsüberschreitungen über den Stützauflagern eingetreten [59].

Durch die Verwendung von Textilbeton wurde eine erhebliche Tragfähigkeitssteigerung bei nur geringem zusätzlichem Eigengewicht erreicht. Der Altbetonuntergrund war durch Feststoffstrahlen aufgeraut, teilweise reprofiliert und anschließend vorgenässt. Der Textilbeton wurde im Laminierverfahren aufgetragen (Abbildung 1.22). Die Gesamtdicke beträgt 15 mm. Abbildung 1.23 zeigt die Hyparschale nach der Sanierung [60],[61].



Abbildung 1.22: Aufbringen der Textilbetonverstärkungsschicht



Abbildung 1.23: Hyparschale der Fachhochschule Schweinfurt nach der Sanierung

1.9.2 Wohn- und Geschäftshaus Prag, Tschechien

In dem Gebäude mit Abmessungen von ca. 75 m × 30 m waren die vorhandenen Decken am Rand auf Mauerwerksaußenwänden und im Feldbereich als punktgestützte Flachdecken mit schlaffer Bewehrung ausgeführt. Die Stützen mit einem Durchmesser von 80 cm waren in einem Raster von 12,8 m × 13,1 m angeordnet. Die Geschossdecken wiesen mit Durchbiegungen von bis zu 15 cm sehr starke Verformungen und damit eine erheblich eingeschränkte Gebrauchstauglichkeit auf.

Bei der Sanierung kamen verschiedene Verstärkungsverfahren zum Einsatz. Für die Biegetragfähigkeit wurde eine Textilbetonverstärkung gewählt (Abbildung 1.24). Lagenweise wurden jeweils eine ca. 3 mm starke Feinbetonschicht und bis zu vier Lagen des Carbon-Geleges eingebracht. Das textile Gelege wurde vorab maßgeschnitten und dann vorkonfektioniert an der Geschossdecke in den frisch aufgespritzten Feinbeton eingelegt. Aufgrund des großflächigen Feinbetonauftrags konnten die Arbeitsgänge Feinbeton aufspritzen, Textil abrollen und einlegen und Textil in den Feinbeton einarbeiten nahezu parallel ausgeführt werden. Insgesamt wurden ca. 3 000 m² Carbon-Textil eingebracht, die Gesamtdicke der Verstärkungsschicht beträgt maximal 20 mm.



Abbildung 1.24: Parallele Ausführung von Feinbetonauftrag und Textilapplikation[59]

1.9.4 Fertigungshalle Koblenz, Deutschland

Wegen starker Durchbiegungen einer Produktionshalle in Koblenz bis zu 9 mm und Spannungsschäden in den Wänden und Aufbauten des darüberliegenden Bürogeschosses wurde eine partielle Ertüchtigung der Deckenplatte mit Textilbeton erforderlich. Auf einer Breite von 1,5 m und einer Länge von 10,2 m war in zwei Gurtstreifen zu wenig Betonstahlbewehrung vorhanden [62]. Um die Biegetragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit der Geschossdecke nachträglich sicherzustellen, wurden diese Bereiche durch Textilbeton mit einer Carbonbewehrung verstärkt. Um einen sehr guten Verbund zum Altbeton herzustellen, wurde der Untergrund durch Feststoffstrahlen intensiv aufgeraut (Rautiefe > 1,5 mm). Danach erfolgte der ganzflächige Auftrag von drei Lagen Feinbeton im Spritzverfahren in Schichtdicken von je ca. 4 mm (Abbildung 1.25). Abschließend wurden die Feinbetonoberflächen zur farblichen Gestaltung mit einem Farbanstrichsystem auf Acrylatbasis beschichtet. Die Gesamtdicke der aufgetragenen Textilbetonschicht beträgt ca. 15 mm; insgesamt wurden ca. 120 m² Carbontextil verwendet.



Abbildung 1.25: Applikation des Carbontextils an der Hallendecke

1.9.5 Zuckersilo Uelzen, Deutschland

Das Silo wurde 1962 als Doppelkammersilo mit einer inneren und äußeren Kammer erbaut, was die Lagerung von verschiedenen Zuckerarten in einem Silo ermöglicht. Bereits in den 1990er-Jahren erfolgte eine statische Sanierung durch eine zusätzliche Stahlbetoninnenschale mit einer Betonüberdeckung der Bewehrung von ca. 6 cm und einer lebensmittelgeeigneten Beschichtung. In dem Doppelkammersilo sowie auf der Beschichtung waren Risse bis 1,6 mm aufgetreten [63]. Durch die sehr große Betondeckung entstanden jedoch bereits bei kleinen Biegebeanspruchungen der Schale –beispielsweise infolge exzentrischer Entleerung – große Rissbreiten [64].

Textile Gelege mit Garndurchmesser von nur wenigen Millimetern für die Instandsetzung als rissüberbrückende Bewehrung wurden gewählt [63]. Nach dem Feststoffstrahlen der Betonoberfläche und dem Verpressen aller sichtbaren Risse mit Rissbreiten über 0,4 mm mit einem Injektionsharz wurden auf einer Wandfläche von 3500 m² abwechselnd Feinbeton und insgesamt vier Lagen Carbontextil eingebracht. Dabei war das Textil bereits auf die benötigte Länge von ungefähr 33 m zugeschnitten und vorkonfektioniert, sodass der Einbau vor Ort optimiert werden konnte (Abbildung 1.26). Die Gesamtdicke der aufgetragenen Textilbetonschicht beträgt ca. 20 mm; insgesamt wurden ca. 150 t Feinbeton und 14 000 m² Carbontextil verwendet.



Abbildung 1.26: Einbringen des vorkonfektionierten Carbontextils

1.9.6 Bogenbrücke in Naila, Deutschland

Die Bogenbrücke in Naila über das Selbitztal wurde um 1910 bis 1973 erbaut und diente der Überführung der ehemaligen Bahnstrecke Naila-Schwarzenbach a. Wald. Nach fast 40jähriger Pause soll das Bauwerk von Grund auf instandgesetzt und einer neuen Nutzung zugeführt werden [65].

Alle Bögen der Brücke sind geprägt von zahlreichen quer verlaufenden Rissen und Betonierabschnittsfugen mit ausgeprägten Aussinterungen, die sich großflächig an der Betonoberfläche niedergeschlagen haben. Die Folge sind ein mangelhaftes bzw. gestörtes Betongefüge mit Netz- oder Trennrissbildung und/oder plastische Setzungen sowie Hohlräumen und Fehlstellen.

Als Instandsetzungskonzept wurde nach einer aufwendigen Variantenuntersuchung der Überbau mit TUDALIT Textilbeton ausgewählt. Es wurden zwei Lagen Carbongelege des Textils TUDALIT-BZT2-V.FRAAS in den Feinbeton TUDALIT-TF10-PAGEL eingebaut, die Instandsetzungsarbeiten dauerten ca. 4 Wochen (Abbildung 1.27).

1.9.6 Wehr Horkheim, Deutschland

Das Wehr Horkheim besteht aus drei Wehrfeldern mit vier massiven Wehrpfeilern. Die Wehrpfeiler weisen zahlreiche Risse und offene Arbeitsfugen auf. Die Rissbreiten waren zwischen 0,1 und etwa 3,0 mm [66].

Der neue Verbundwerkstoff wurde an acht Flächen am Wehrpfeiler und in der Wasserwechselzone erprobt. Als Spritzmörtel wurde der selbstabgebaute Mörtel S-A3 verwendet. Auch 4 Arten der Textilien von Carbon und AR-Glas wurde in verschiedenen

Kombinationen ermittelt. Die Fixierung der Textilien erfolgte über Glasfaserdübel mit Edelstahltellern.



Abbildung 1.27: Instandsetzung der Bogenbrücke in Naila [65]

Tabelle 1.9: Untersuchte Materialien am Wehr Horkheim [66]

Spritzmörtel	Textilien	
	Bez.	Beschreibung
S-A3, Größtkorn 6 mm	2D-15-09+EP	Epoxidharzgetränktes AR-Glastextil, 2400 tex in 0° & 90°, Gitterweite 8 mm x 8 mm
	41-521	Styrol-Butadienbeschichtetes AR-Glastextil, 2400 tex in 0° & 90°, Gitterweite 16 mm x 10 mm
	G600	Styrol-Butadienbeschichtetes Carbontextil, 3500 tex in 0° & 90°, Gitterweite 14 mm x 7 mm
	41-521 + G300	AR-Glastextil 41-521 und Styrol-Butadienbeschichtetes Carbontextil, 3500 tex in 0° & 90°, Gitterweite 28 mm x 28 mm

In insgesamt 1,5 Tagen wurde die Fläche von 50 m² textilbewehrten Beton instandgesetzt. Hinsichtlich der Verarbeitung am Bauwerk hat sich das Carbontextil G600 als am einfachsten handhabbar herausgestellt. Es bedingte weniger Rückprall als das steife epoxidharzgetränkte Textil und ist gleichzeitig formstabiler als das AR-Glastextil 41-521. Abbildung 1.28 zeigt Ausschnitte der fertiggestellten Fläche, die nach dem ersten Winter, also nach sechs Monaten fotografiert wurden [67].



Abbildung 1.28: Durchgeführte Instandsetzung nach dem ersten Winter [67]

Die Ergebnisse haben gezeigt, dass die Rissbewegungen eines Untergrundrisses durch Textilbewehrung auf mehrere feinere Risse im bewehrten Instandsetzungsmörtel verteilt werden können. Risse im Spritzmörtel waren bei einer ersten visuellen Begutachtung etwa eine Woche nach der Applikation noch nicht zu detektieren. Begleitende Untersuchungen und Auswertungen der Messdaten der eingebauten Sensoren werden Aussagen zur Funktionalität des neuen Instandsetzungssystems am Bauwerk ermöglichen [66].

2. BETONREZEPTUREN UND HERSTELLUNGSVERFAHREN

2.1 Grundlagen der Feinbetonmischungen

Am Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie (IMBT) der Technischen Universität Graz wurden zu Anfang des Projektes Grundlagen zum Textilbeton recherchiert und auf Basis der Ergebnisse und Erfahrungen aus Deutschland (RWTH Aachen, TU Dresden, C³ [68], [1], [2]) Feinbetonmischungen mit Zusatzstoffen, die in Österreich verfügbar sind, entwickelt. Eine spezielle Feinbetonmischung aus Deutschland hat mittlerweile eine bauaufsichtliche Zulassung (Nr. Z-31.10-182: „Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit TUDALIT“.), mit der eine qualitätsgesicherte Anwendung von Textilbeton als Verstärkungsmaßnahme ermöglicht werden soll. Es handelt sich bei dieser Mischung um die sogenannte Pagel/Tudalit-Feinbetonmischung TF10, eine vorkonfektionierte Werk trockenmischung [15]. Die genaue Zusammensetzung der Feinbetonmischung TF10 obliegt dem Hersteller und ist den Bearbeitern dieses Projektes nicht bekannt. In [68] ist jedoch eine Mischung namens M2 aufgelistet, die vermutlich als Grundlage des Feinbetons TF10 angesehen werden kann (vgl. hierzu Tabelle 2.1).

Tabelle 2.1: Feinbetonzusammensetzungen (Angaben in kg/m³)

Bestandteile	M2	D003	I007	I024	UHPC
CEM I 32,5 R	564,8	/	/	/	/
CEM I 52,5 R (d ₅₀ = 8,90 µm)	/	358,3	373,6	541,3	/
CEM I 52,5 N (d ₅₀ = 9,50 µm)	/	/	/	/	720
Mikrozement (d ₅₀ = 3,75 µm)	/	119,4	/	/	/
Hüttensand (d ₅₀ = 10,70 µm)	/	199,0	207,5	194,3	/
Flugasche	253,1	/	/	/	/
Kalksteinmehl 1 (d ₅₀ = 2,20 µm)	/	127,5	249,0	/	/
Kalksteinmehl 2 (d ₅₀ = 1,10 µm)	/	/	/	40,9	/
Mikrosilika Suspension	56,6	59,7	62,3	58,3	93,6
Fließmittel 1	/	2,0	0,7	1,7	/
Fließmittel 2	12,0	/	/	/	/
Fließmittel 3	/	/	/	/	21,6
Fließmittel 4	/	/	/	/	3,6
Thixotropiermittel	/	/	0,7	/	/
Quarzmehl 0,06-0,250 mm	/	266,1	273,1	264,6	273
Quarzsand 0,1-0,4 mm	/	315,9	318,2	308,4	/
Quarzsand 0,3-0,8 mm	/	/	/	/	820
Quarzsand 0,3-1 mm	/	518,2	522,0	505,8	/

Quarzsand 0-1 mm	1122,4	/	/	/	/
------------------	--------	---	---	---	---

Zusammen mit einer weiteren Feinbetonmischung, die an der TU Dresden mit Mikrozemement statt CEM I 32,5 R entwickelt wurde (vgl. Tabelle 2.1, Mischung D003), diente der Feinbeton TF10 bzw. die Mischung M2 als Basis und Referenz für die Entwicklung der Feinbetonmischungen an der TU Graz.

2.2 Entwicklung von Feinbetonen

Hinsichtlich eines geeigneten Feinbetons für die Verwendung in Österreich wurden eigene Entwicklungen an der TU Graz vorangetrieben, wobei insbesondere die lokale Verfügbarkeit der Ausgangsstoffe ein maßgebliches Auswahlkriterium darstellten. Dabei ergibt sich der Begriff Feinbeton aus dem maximalen Korndurchmesser $d_{\max} \leq 2 \text{ mm}$. Eigentlich sollte hier von einem Mörtel gesprochen werden, aber aufgrund der Nutzung auch für konstruktive Zwecke wurde der Begriff Feinbeton verwendet.

Bei der Entwicklung wurden verarbeitungstechnische Aspekte berücksichtigt wie z.B. das Aufbringen des Feinbetons mittels Sprühen oder Spachteln bis hin zum Gießen von wenige cm dicken Schichten in eine Schalung. Ein geeigneter Feinbeton soll zudem einen guten Verbund mit dem Altbeton gewährleisten und muss erhöhte Anforderungen an Festigkeit, Schwindverhalten und Dauerhaftigkeit erfüllen.

Die im Folgenden vorgestellten Feinbetone wurden durch eine im Vorhinein erfolgte Stoffauswahl und Schritte zur Optimierung der Packungsdichte – bekannt von Ultrahochfestbetonen – unter der Berücksichtigung des Aspekts der Sprühbarkeit entsprechend optimiert, wobei auf den Einsatz regionaler, umweltverträglicher Rohstoffe geachtet wurde.

Da in Österreich der Zement CEM I 32,5 R und Flugasche nur sehr beschränkt zur Verfügung stehen, wurden die selbst entwickelten Feinbetonmischungen an die Zusammensetzung der von der TU Dresden entwickelten Mischung (Referenz-Mischung „D003“) angelehnt [68]. Hierbei wurde die Flugasche aus der „M2“ durch Hüttensand und feinstes Kalkmehl ersetzt. Zudem wurde für die eigenen Mischungen kein Mikrozemement verwendet, da dieser in Österreich üblicherweise nicht verfügbar ist.

Durch die Umlegung der Zusatzstoffe auf österreichische Produkte, ausgenommen des Mikrozementes, ergaben sich folgende Änderungen für die Zusammensetzung der eigenen Mischung D003, siehe Tabelle 2.1.

- ➔ Anstatt des Zements CEM I 42,5 R wurde der in den Forschungsprojekten der Arbeitsgruppe „Mineralische Baustoffe“ bewährte Portlandzement CEM I 52,5 R eingesetzt.
- ➔ Als Mikrozement wurde der Mikrozement mit $d_{50} = 3,75 \mu\text{m}$ verwendet.
- ➔ Die Pulver-Bestandteile sind Hüttensand mit $d_{50} = 10,70 \mu\text{m}$, die Kalksteinmehle Kalksteinmehl 1 mit $d_{50} = 2,20 \mu\text{m}$ und Kalksteinmehl 2 mit $d_{50} = 1,10 \mu\text{m}$ bzw. Mikrosilika-Suspension (50:50)
- ➔ Als Gesteinskörnung 0/1 mm wurde eine Quarzsandmischung aus Fraktionen 0,06-0,250 mm, 0,1-0,4 mm und 0,3-1,0 mm eingesetzt.
- ➔ Beim Fließmittel wurde ebenfalls auf die Erfahrung innerhalb der Arbeiten der Arbeitsgruppe für Mineralische Baustoffe gesetzt. Die Wahl fiel auf Fließmittel 1.
- ➔ Bezogen auf den Pulvergehalt setzt sich die eigene Mischung D003 aus 42% CEM I 52,5 R, 14% Mikrozement, 23% Hüttensand, 15% Kalkmehl und 7% Mikrosilika zusammen. Wird bei der Berechnung des Wasserbindemittelgehaltes für die Mischung D003 der Mikrozement mit einem k-Faktor = 2 gewertet, erhält man einen $W/B = 0,355$. Bei einem k-Wert von 1 ergibt sich ein Wasserbindemittelgehalt $W/B = 0,416$. Das Wasser der 50:50-Mikrosilika-Suspension wurde in die Berechnung des Zugabewassers mitberücksichtigt.

Die selbst entwickelten Mischungen wurden im Hinblick auf vergleichbare Eigenschaften gemäß Mischung D003 bzw. Mischung TF10 entwickelt. Die Auswahlparameter hierfür waren 1) ähnliche Konsistenz (sprich Ausbreitmaß und Konsistenzhaltung), 2) gute Klebrigkeit/Haftung an einer senkrecht stehenden, rauen und vorgehässelten Oberfläche, 3) kein Nachsetzen (sprich Formstabilität des Feinbetons nach dem Auftragen), 4) vergleichbare Frischmörtelrohddichte und 5) ähnlicher Luftgehalt im Vergleich zu TF10 und D003.

Wesentlich war zunächst die Optimierung der Packungsdichte in zwei Schritten. Zu Beginn der Entwicklung wurde analog der Mischung D003 ein kleiner Anteil des Mikrozements durch CEM I 52,5 R ersetzt. Die restlichen Anteile der Feinststoffe wie auch der Quarzkörnungen wurden weitgehend gleich gehalten. Problematisch hierbei war, dass die Klebrigkeit der Mischungen reduziert wurde und dies zur Folge hatte, dass die Feinbetonmischung an senkrecht stehenden Oberflächen nachsetzten. Um dem entgegenzuwirken wurde in einem nächsten Schritt der verbliebende Anteil des Mikrozements durch ein sehr feines Kalkmehl ersetzt, was durch den speziellen Aufbereitungsprozess mit Flotationschemikalien an der

Oberfläche „gecoated“ ist und andere Eigenschaften mitbringt, als Kalkmehle aus Nassprozessen ohne Flotation. Der Anteil des Gesamtzementes verringerte sich damit auf 42% und der Anteil des sehr feinen Kalkmehles verdoppelte sich dadurch auf 28%. Vorerst konnte durch die Mischungsänderung keine so gute Klebrigkeit wie bei dem Produkt TF10 erzielt werden. Daher wurde in einem nächsten Schritt ein Thixotropiemittel zuzugeben, um die Haftung und Klebrigkeit zu erhöhen. Durch die Zugabe und Variation des Thixotropiemittels konnte die Verarbeitbarkeit bei Mischung I007 gut eingestellt werden. Die Zusammensetzung der Mischung I007 ist in der Tabelle 2.1 aufgelistet.



Abbildung 2.1: Kriterium Klebrigkeit/Haftung an einer senkrechtstehenden rauen und vorgehässeten Oberfläche

2.2.1 Korngrößenverteilungen der Mischungen

Die Gesamtsieblinien der untersuchten Feinbetonmischungen wurden mittels der Sieblinien der Einzelstoffe der einzelnen Mischungen ermittelt (siehe Abbildung 2.2).

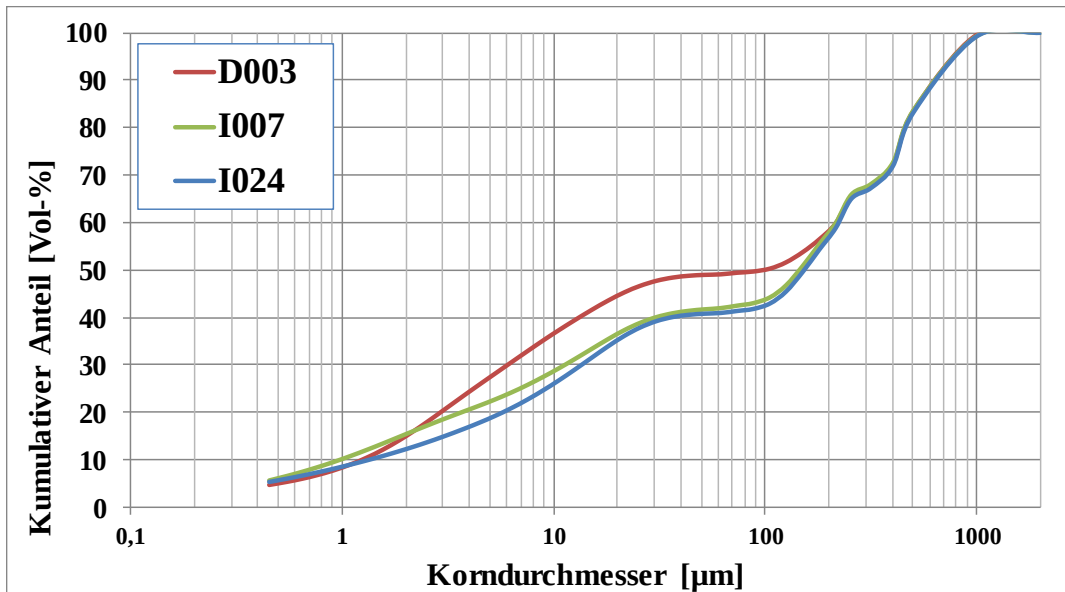


Abbildung 2.2: Korngrößenverteilung der Feinbetonmischungen D003, I007 und I024

Von der TF10-Feinbetonmischung gibt es keine exakte Korngrößenverteilung, nur eine Min-Max-Darstellung aus [68] welche hier in Kombination mit den Mischungen D003 und I024 und mit der UHPC-Mischung vom Institut für Betonbau der TU Graz (IBB) in Abbildung 2.3 dargestellt wurde.

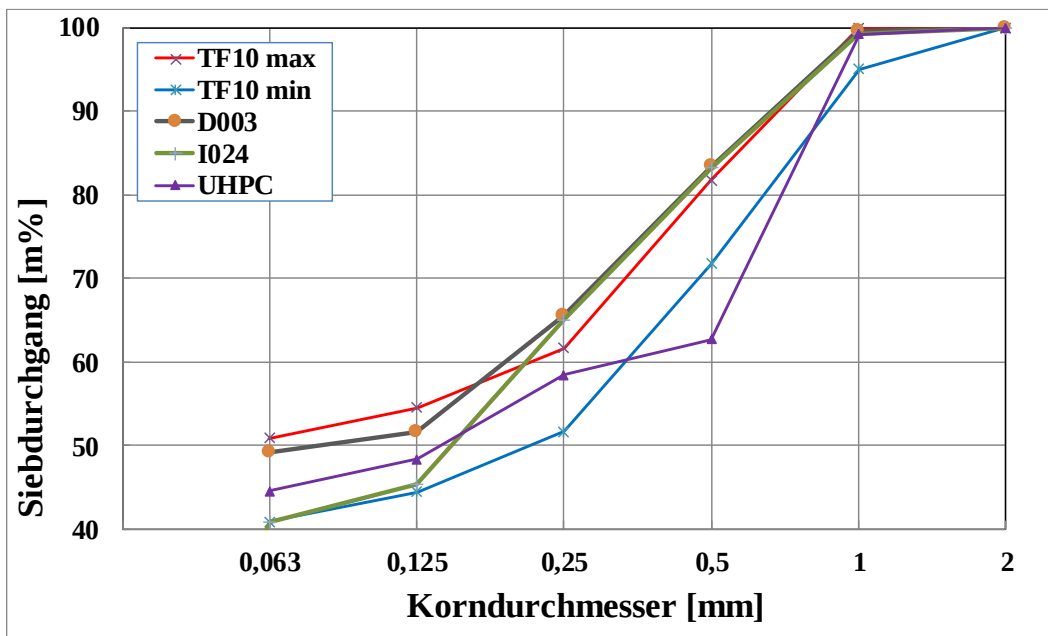


Abbildung 2.3: Min-Max-Darstellung der Korngrößenverteilung für die TF10 in Kombination mit den Mischungen D003 und I024.

2.3 Durchgeführte Untersuchungen und Ergebnisse

2.3.1 Ergebnisse zur Verarbeitbarkeit

Die Ergebnisse der Frischbetonuntersuchungen sind in Tabelle 2.2 dargestellt, wobei das Ausbreitfließmaß mit einem Hägermann-Konus auf einer trockenen Glasplatte nach EN 1015-3 [27] gemessen wurde.

Tabelle 2.2: Frisch- und Festbetoneigenschaften der untersuchten Feinbetone

		TF10	D003	I007	I024	UHPC
w/b	[/]	0,350	0,355	0,451	0,415	0,250
V_w/V_p		/	0,899	0,804	1,018	0,468
Fließmaß, 10 min		155,5	175,0	179,0	155,6	295,0
Fließmaß, 30 min	[mm]	147,5	168,0	167,0	151,5	/
Frischmörtelroh dichte	[g/cm ³]	2,2	2,2	2,2	2,2	/
Luftgehalt	[%]	3,1	4,2	7,5	3,3	/
Erstarrungsbeginn, Vicat		08:14	/	/	03:12	/
Erstarrungsende, Vicat	[h]	10:10	/	/	06:37	/
$f_{cm,1d}$		35,3	38,8	28,2	37,7	/
$f_{cm,7d}$		77,9	75,0	60,9	69,9	/
$f_{cm,28d}$		103,6	94,4	93,3	86,5	180,4
$f_{cm,80d}$		112,3	96,1	93,5	90,2	/
$f_{cb,1d}$	[N/mm ²]	6,0	7,0	5,6	6,5	/
$f_{cb,7d}$		11,2	12,3	10,4	10,8	/
$f_{cb,28d}$		12,7	13,1	12,2	12,6	/
$f_{cb,80d}$		13,0	12,1	11,7	10,6	/
E-Modul, 1d (dynamisch)		7900	/	/	8400	/
E-Modul, 1d (dynamisch)		11200	/	/	10400	/
E-Modul, 28d (statisch)		40000	40500	37167	37333	52000
Autogenes Schwindmaß, 28d (Mörtelrinne-System Scheiblinger)	[mm/m]	0,267	/	/	327	/
Gesamtschwindmaß, 28d (Mörtelrinne-System Scheiblinger)		0,397	/	/	0,562	/
Autogenes Schwindmaß, 28d (Betonrinne-System Scheiblinger)	[mm/m]	0,219	/	/	0,280	/
Gesamtschwind		0,272	/	/	0,420	

dmaß, 28d
(Betonrinne-
System
Scheiblinger)

/

2.3.2 Festigkeit und Schwindverhalten

Aus den in Tabelle 2.1 angeführten Mischungen wurden Prüfkörper (Prismen 40 x 40 x 160 mm) für die Prüfung der Druckfestigkeit, der Biegezugfestigkeit und des E-Moduls hergestellt. Die Prüfkörper wurden gem. ÖNORM EN 196-1 [104] nach 1 Tag ausgeschalt und bis zur Prüfung am 28. Tag unter Wasser gelagert. Die Ergebnisse der Festbetoneigenschaften sind in der Tabelle 2.2 dargestellt.

In den nachfolgenden Abbildungen sind die Ergebnisse nochmals grafisch dargestellt. Abbildung 2.4 zeigt die Vergleiche der Druckfestigkeiten [N/mm²].

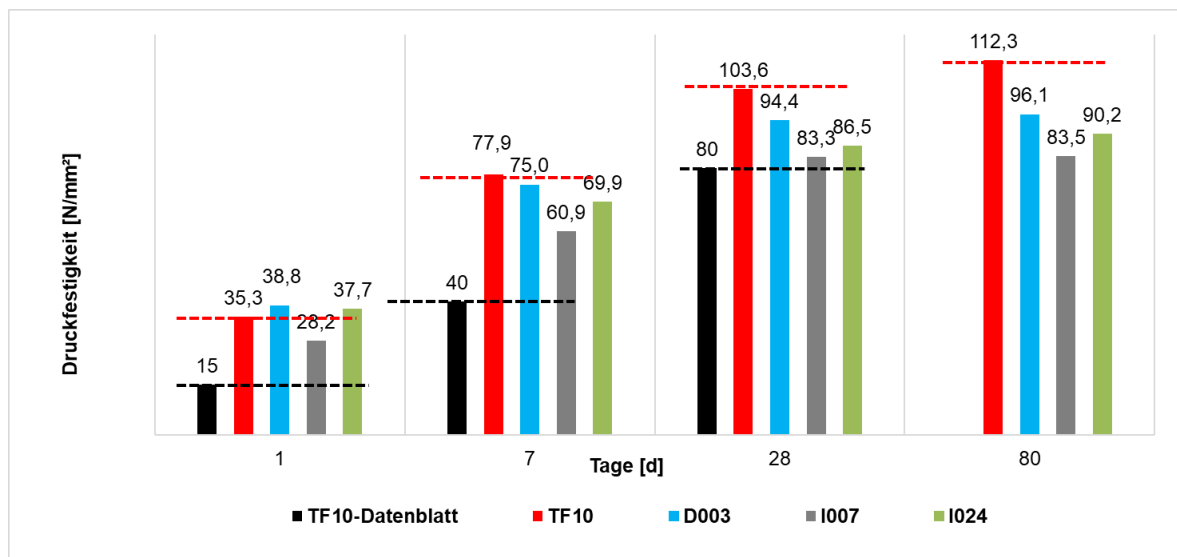


Abbildung 2.4: Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen

In Abbildung 2.4 und Abbildung 2.5 wurden jeweils die Referenzwerte der Vergleichsmischungen mit gestrichelter Linie eingetragen. Aus den Werten vom TF10-Datenblatt (schwarzer Balken in **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**) und den mit TF10 (roter Balken in Abbildung 2.4) tatsächlich ermittelten Ergebnissen ergibt sich eine gewisse Bandbreite bzw. Abweichung von Datenblatt und Versuch. TF10 wurde mit einer maximalen Wasserzugabe von 3,5 l auf 25 kg der Pagel-Trockenmischung = 0,14 l/kg hergestellt.

Die Abbildung 2.5 zeigt die Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsprüfungen.

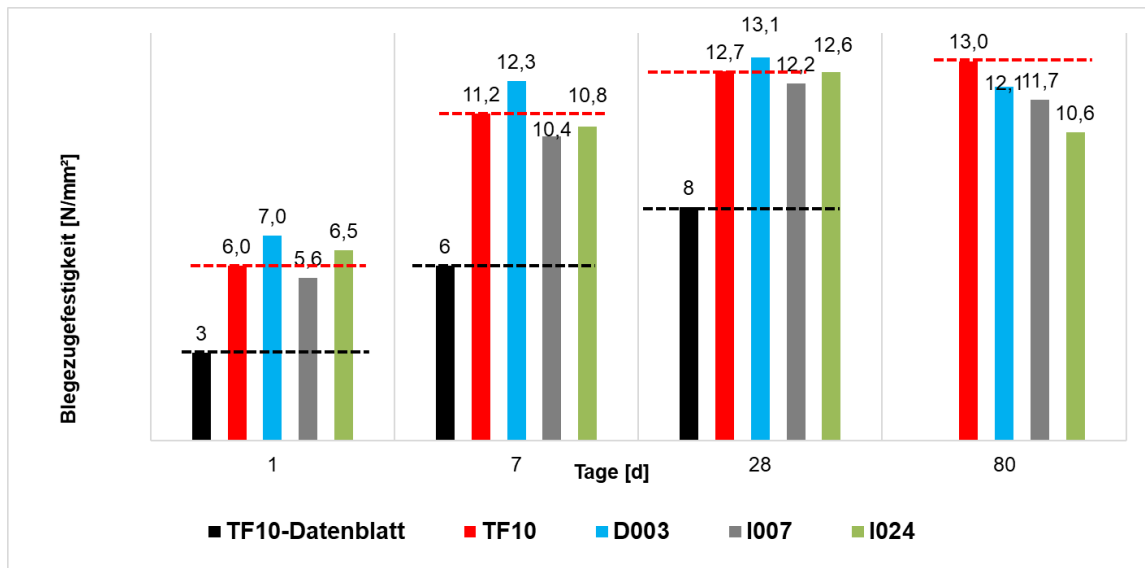


Abbildung 2.5: Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsprüfungen

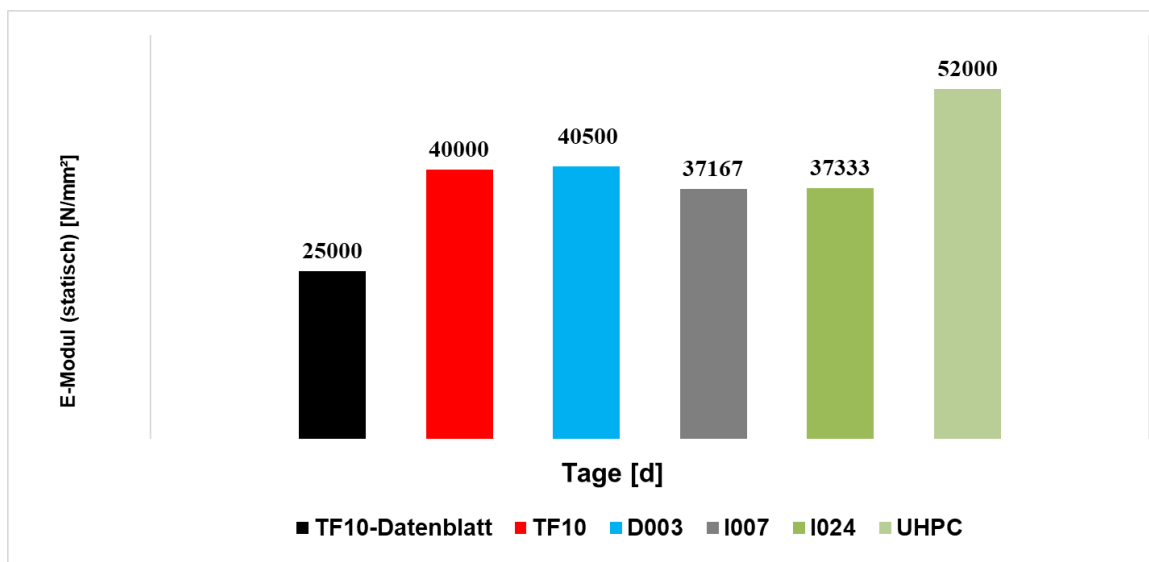


Abbildung 2.6: Ergebnisse der E-Modulprüfung

Die Prüfung des E-Moduls wurde gemäß ONR 23303 [106] „Statischer Elastizitätsmodul – E_b von Probekörpern“ an Prismen 40 x 40 x 160 mm (in Anlehnung an die Prüfung des statischen E-Moduls der TU Dresden) durchgeführt.

In Abbildung 2.6 sind die Ergebnisse der E-Modulprüfung dargestellt. Zur Vervollständigung wurde der E-Modul der UHPC-Mischung vom IBB hinzugefügt.

Das Schwindverhalten wurde ausschließlich an den Mischungen TF10 und I024 untersucht. Hierfür wurden zwei Beton-Schwindrinnen (BR) (100x60x1000mm³) der Firma Schleibinger und zusätzlich zwei Mörtel-Schwindrinnen (MR) (40 x 60 x 1000mm) verwendet. Die Schwindrinnen wurden im Parallelverfahren in einer Klimakammer bei 20°C und 65% rel.

Luftfeuchte betrieben. Das heißt, es wurde jeweils eine Beton-Schwindrinne und eine Mörtel-Schwindrinne parallel mit derselben Versuchsmischung befüllt und die Schwindverformung gemessen.

Zuerst wurde der Fokus auf das chemische bzw. autogene Schwinden gelegt. Hierfür wurden die Mörtelrinnen ca. 2-3 h nach der Wasserzugabe befüllt, die Oberfläche mit Wasser besprüht und luftdicht mit Kunststoffolie umwickelt, damit keine Austrocknung von außen erfolgte.

In einer zweiten Testreihe wurde das Gesamtschwinden unter Berücksichtigung von realitätsnahen Austrocknungsbedingungen bestimmt. Hierfür wurden dieselben Mischungen TF10 und I024 hergestellt, nach 2-3 h in die vorbereiteten Schwindrinnen befüllt und die Oberfläche wieder mit Wasser gesprüht, um nicht auszutrocknen. Der Beton wurde luftdicht mit Kunststoffolie verpackt (gem. dem Datenblatt von Pagel [15]). Der Unterschied zum autogenen Schwindversuch war die Entfernung der Kunststoffolie nach 3 Tagen (gem. dem Datenblatt von Pagel [15]), um ein gesamtes Austrocknen analog der realen Bedingungen – abgesehen von den klimatischen Bedingungen in der Kammer bei 20°C und 65% rel. Luftfeuchte – zu erzielen.

Die in Tabelle 2.2 angegebenen Schwindmaße beziehen sich jeweils auf den Nullzeitpunkt von 24 Stunden. Insgesamt liegen die ermittelten Schwindmaße deutlich unter den Anforderungen (<1,2 mm/m) gemäß ÖBV-Richtlinie [77].

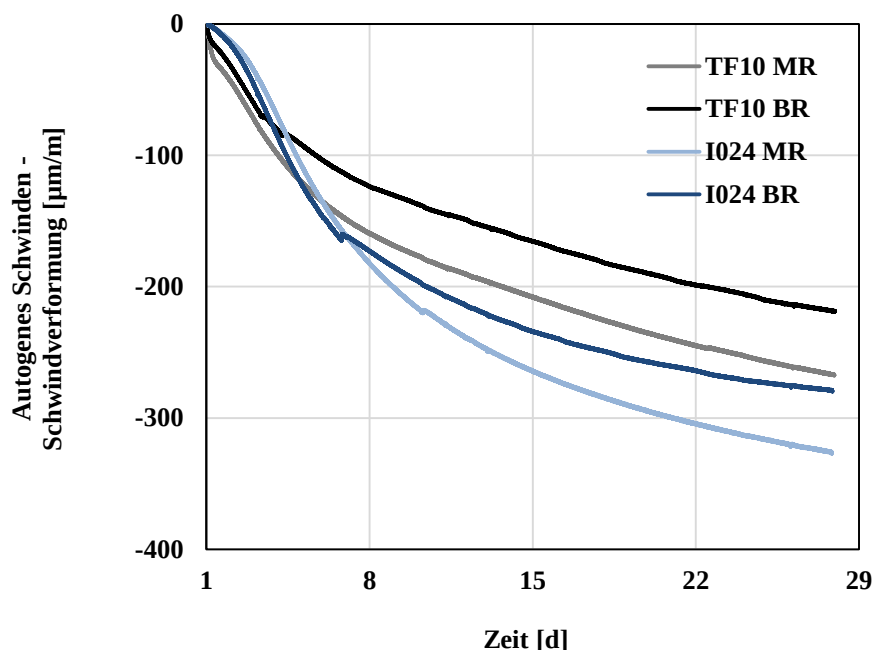


Abbildung 2.7: Autogenes Schwinden nach 28 Tagen

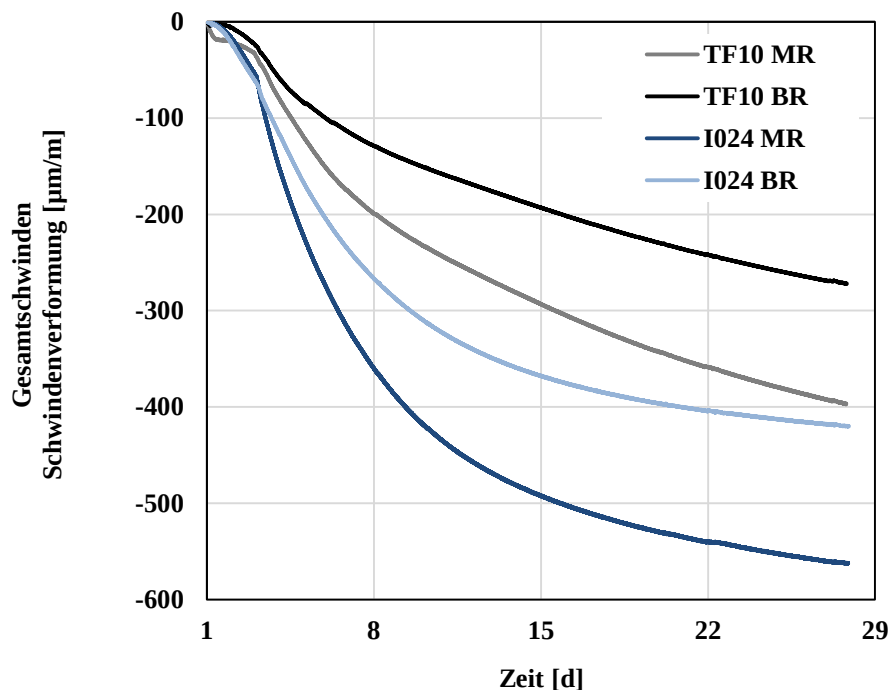


Abbildung 2.8: Gesamtschwinden nach 28 Tagen

2.3.3 Erstarrungszeiten

Die Erstarrungszeiten wurden gem. ÖNORM EN 196-3:2009 [105] mit dem Vicat-Versuch ermittelt. Die Ergebnisse sind in der Tabelle 2.2 dargestellt.

2.3.4 Ultraschallversuche

Zur Abschätzung der Festigkeitsentwicklung der Mischungen TF10 und I024 wurden Ultraschallmessungen über einen Zeitraum von 7 Tagen durchgeführt und der dynamische E-Modul über die Messung der Wellengeschwindigkeiten [107] bestimmt (siehe Abbildung 2.10).

Abbildung 2.9 zeigt den experimentellen Testaufbau, der für eine kombinierte p- und s-Wellenmessung verwendet wurde. Dieser Testaufbau ähnelt dem Vorschlag einer RILEM-Empfehlung, die von RILEM TC 218-SFC [Zitat] ausgearbeitet wurde. Neben der Verwendung eines Behälters, der mit P-Wellen-Sensoren mit einer Mittenfrequenz von 500 kHz ausgestattet ist, wurde jedoch ein zusätzlicher Behälter mit zwei Breitbandscherwellensensoren mit einer Mittenfrequenz von 250 kHz verwendet. Ein Sensorabstand von 50 mm hat sich für beide Behälter als ausreichend erwiesen. Die Sensoren sind durch einen dünnen Polyimidband ($d = 25\mu\text{m}$) direkt durch die Mischung

gekoppelt, um die beste Signalübertragung zu ermöglichen. Eine detaillierte Systembeschreibung findet man in Krüger & Lehmann, 2010 [108].

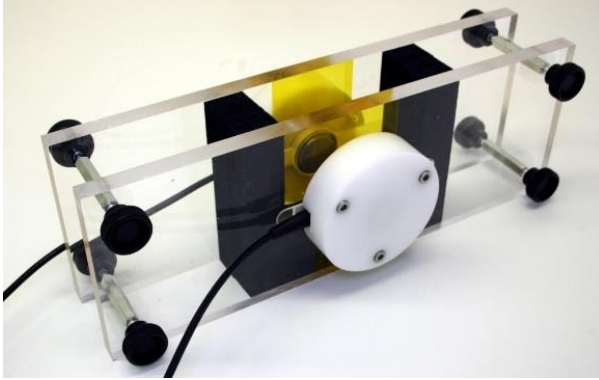


Abbildung 2.9: Testbehälter für die Bestimmung des E- und Schubmoduls

Um die Festigkeitsentwicklung in einem sehr frühen Alter zu untersuchen, wurde im Folgenden eine Testzeit von 24 Stunden mit einem Testintervall von 5 Minuten in Betracht gezogen. In einem Postprocessing wurden die Messungen analysiert und der dynamische E-Modul auf Grundlage der Scherwellengeschwindigkeit v_s , der Kompressionswellengeschwindigkeit v_p und der Materialdichte ρ_c nach folgenden Gleichungen berechnet.:

$$\sigma_{dyn} = \frac{\frac{1}{2} \cdot v_p^2 - v_s^2}{v_p^2 - v_s^2} \quad (1)$$

$$E_{dyn} = \frac{(1 + \sigma_{dyn}) \cdot (1 - 2\sigma_{dyn})}{(1 - \sigma_{dyn})} \cdot v_p^2 \cdot \rho_c = (2 + 2\sigma_{dyn}) \cdot v_s^2 \cdot \rho_c \quad (2)$$

$$G_{dyn} = \frac{E_{dyn}}{2 + 2\sigma_{dyn}} = v_s^2 \cdot \rho_c \quad (3)$$

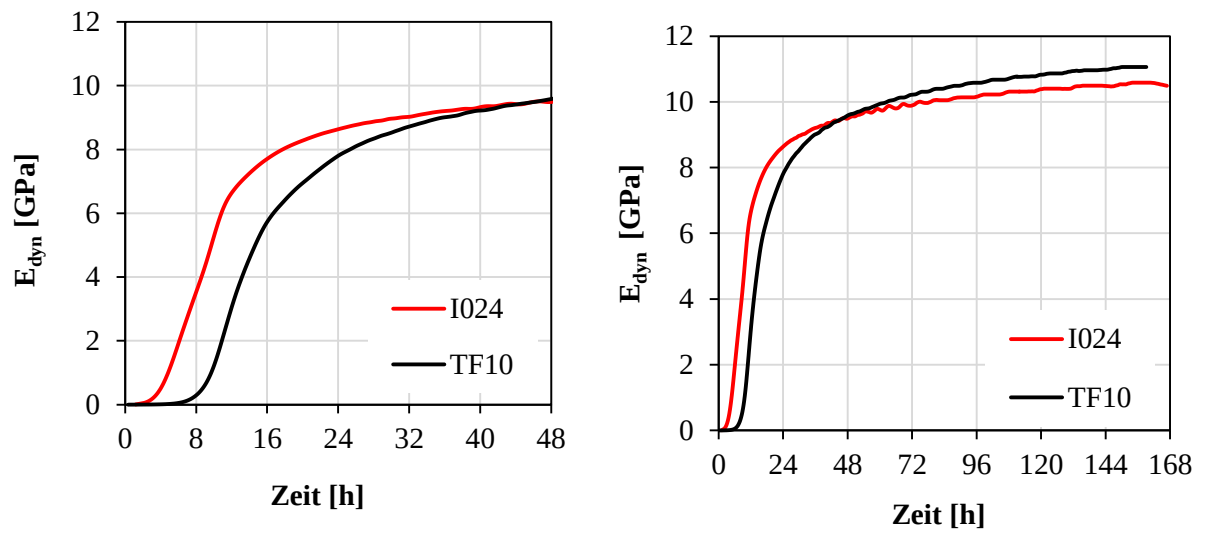


Abbildung 2.10: Entwicklung der dynamischen Elastizitäts- und Schubmodul der Feinbetonmischungen I024 und TF10

3. TRAGVERHALTEN

3.1 Materialauswahl und Herstellung der Versuchskörper

Für die Durchführung der Versuche zum Tragverhalten wurden, nach der Literaturrecherche und Bewertung verfügbarer Forschungsergebnisse, zwei Carbon- und zwei AR-Gals-Fasergelege mit ähnlicher Maschenweiten von der Firma Solidian ausgewählt, jeweils mit einer Styrolbutadien- bzw. Epoxidharztränkung. Dies sind:

- mit Styrolbutadienetränkung (SBR):
 - Carbon - solidian GRID Q45/45-CCS-20,
 - AR-Glas - solidian GRID Q28/28-AAS-17
- mit Epoxidharztränkung (EP):
 - Carbon - solidian GRID Q85/85-CCE-21
 - AR-Glas - solidian GRID Q87/87-AAE-21

Der Auswahl einer ähnlichen Maschenweite (17, 20 und 21 mm) wurde wegen der besseren Vergleichbarkeit der Versuchsergebnisse getroffen. Die Einbindelänge wurde dabei in drei Stufen eingeteilt, so dass die gewählten Abstufungen mit 4, 8 und 12 Maschenweiten bestimmte Einbindelängen ergaben. Für jedes eingesetzte Textil wurden somit folgende Einbindelängen l_{ver} verwendet:

- solidian GRID Q45/45-CCS-20: l_{ver} =90 mm, 170 mm und 250 mm,
- solidian GRID Q28/28-AAS-17: l_{ver} =74 mm, 140 mm und 207 mm,
- solidian GRID Q85/85-CCE-21: l_{ver} =95 mm, 179 mm und 263 mm,
- solidian GRID Q87/87-AAE-21: l_{ver} =95 mm, 179 mm und 263 mm.

Für die Biegezugversuche wurden die Textilien mit SBR-Beschichtung wegen der geringeren Zugfestigkeit mit zwei Lagen hergestellt, die Textilien mit EP- Beschichtung mit einer Lage. Die verwendenden Textilien wurden mit Abstandhaltern der Fa. *DistTex* direkt im Beton befestigt.

Für die Vorbereitung der Versuchskörper aus Textil-Beton wurden zunächst vier Versuchsplatten (zwei mit UHPC- und zwei mit Feinbetonschicht) hergestellt. Die Verbundplatten wurden für die Versuche für die Bestimmung der Verankerungslängen

(Versuchsserie 1) und Haftzugversuche konzipiert. Die Skizze einer der Platten ist in der Abbildung 3.1 präsentiert.

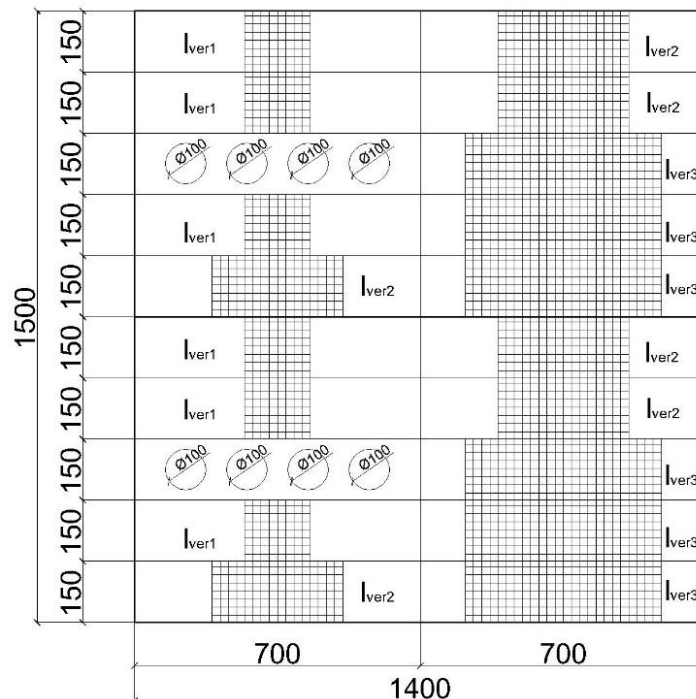


Abbildung 3.1: Skizze einer der Probeplatten (Angaben in mm) samt der Verteilung den Einbindungslängen sowie Lage der geplanten Haftzugversuche

Als Bestandsbeton wurde ein Lieferbeton C30/37 mit GK 22 mm und der Expositionsklasse XC2 von der Fa. *Rohrdorfer, Betonwerk Graz* verwendet.

Als Oberflächenvorbereitung für die Feinbeton- und UHPC-Deckschicht wurden die hergestellten Platten durch HDW-Strahlung (Hochdruckwasser) seitens der Fa. *Junger GmbH* bearbeitet. Der Druck des Wasserstrahls betrug dabei $\sim 3,0$ bar, für die Hochdruckwasserstrahlung wurde wahlweise eine 6- bzw. 3-Düsenlanze eingesetzt. Die Rautiefe der vorbereiteten Platten wurde mit dem sogenannten Sandflächenverfahren ermittelt ($R_t = 3$ bis 4 mm). Die Abbildung 3.2 zeigt den Herstellungsprozess mit der HDW-Strahlung.



Abbildung 3.2. HDW-Strahlung der Probekörper

Für die Herstellung der Probekörper wurde ein Gießverfahren für UHPC bzw. ein Sprühverfahren für Feinbeton verwendet, wobei die Bestandsbetonplatten sich in einer stehenden Position befinden. Die vertikale Position der Platten wurde ausgewählt um möglichst realitätsnah die tatsächlichen Einsatzgebiete nachzubilden (Instandsetzung der Wände und Stützenverstärkung). Wegen der frühen Festigkeitsentwicklung des jungen Betons spielen die Frischbetoneigenschaften eine wesentliche Rolle. Deshalb wurde in der Rezeptur 0,5% Verzögerungsmittel (*Sika Retarder*) verwendet. Für jede Verbundplattenherstellung wurde das Setzfließmaß bestimmt sowie jeweils neun Würfel für die Bestimmung der Festbetoneigenschaften hergestellt. Das Setzfließmaß betrug dabei 86 – 90 cm. (Abbildung 3.3).



Abbildung 3.3: Setzfließmaß des frischen UHPC

Die Sprühversuche mit Feinbeton wurden an vorgefertigten, hochdruckwassergestrahlten Platten in senkrechter Position mit einem Sprühgerät der *Fa. Lorencic* durchgeführt. Es wurde zuerst eine Lage mit etwa 6 – 7 mm Dicke auf die Bestandsbetonplatte aufgesprüht (Abbildung 3.4, links), anschließend das Carbon- bzw AR-Gals-Gelege eingearbeitet (Abbildung 3.4, rechts) und darauf eine weitere etwa 6 - 7 mm dicke Feinbetonschicht aufgesprüht. Anschließend wurde die Oberfläche abgezogen und geglättet.



Abbildung 3.4: Aufsprühen des Feinbetons auf eine senkrecht stehende Betonplatte (links) und Einarbeitung des Carbondtextils in die erste Sprühbetonlage (rechts)

Die entsprechenden Versuchskörper für die Drei-Punktbiegezugversuche wurden aus den Verbundplatten ausgeschnitten. Die Gefüge des Betons, die Einbettung der Gelege und die Verbundfuge wurden vor den Versuchen auf Unregelmäßigkeiten und Fehlstellen visuell

durch Augenschein und durch Betrachtung mit Lichtmikroskop untersucht. Das Versuch-Setup und die Anordnung der Messinstrumente ist beispielhaft in Abbildung 3.5 und Abbildung 3.6 dargestellt. Grundsätzlich wurde bei der Versagensart zwischen einem Garenbruch (Abbildung 3.5) und -auszug (Abbildung 3.6) unterschieden.



Abbildung 3.5: Versagen des Balkens UHPC-VL-AAE-12-2 (Garnbruch)

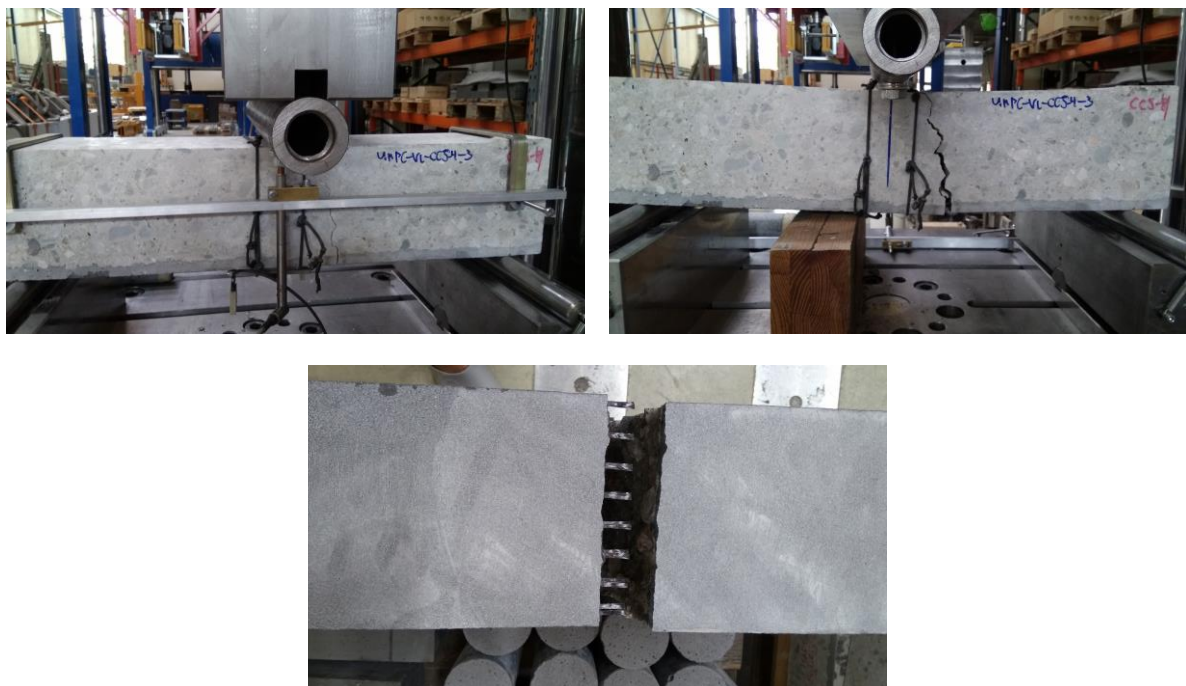


Abbildung 3.6: Versagen des Balkens UHPC-VL-CCS-4-3 (Garnauszug)

3.2 Versuche der Serie 1

Insgesamt wurden 36 Balken für Biegezugversuche vorbereitet und getestet. Die Abbildung 3.7 - Abbildung 3.10 zeigen die typischen Kraft-Durchbiegung Beziehungen für die verwendeten Textilien mit verschiedenen Verankerungslängen.

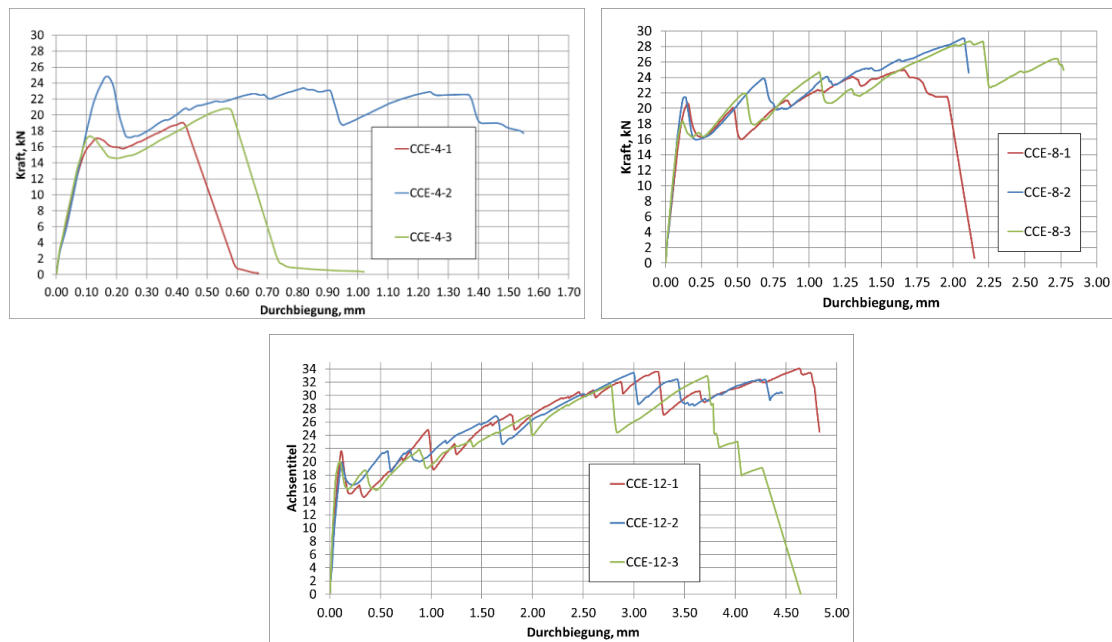


Abbildung 3.7: Kraft-Durchbiegungsdiagramme für Balken mit epoxidharzgetränktem Carbon-Gelege

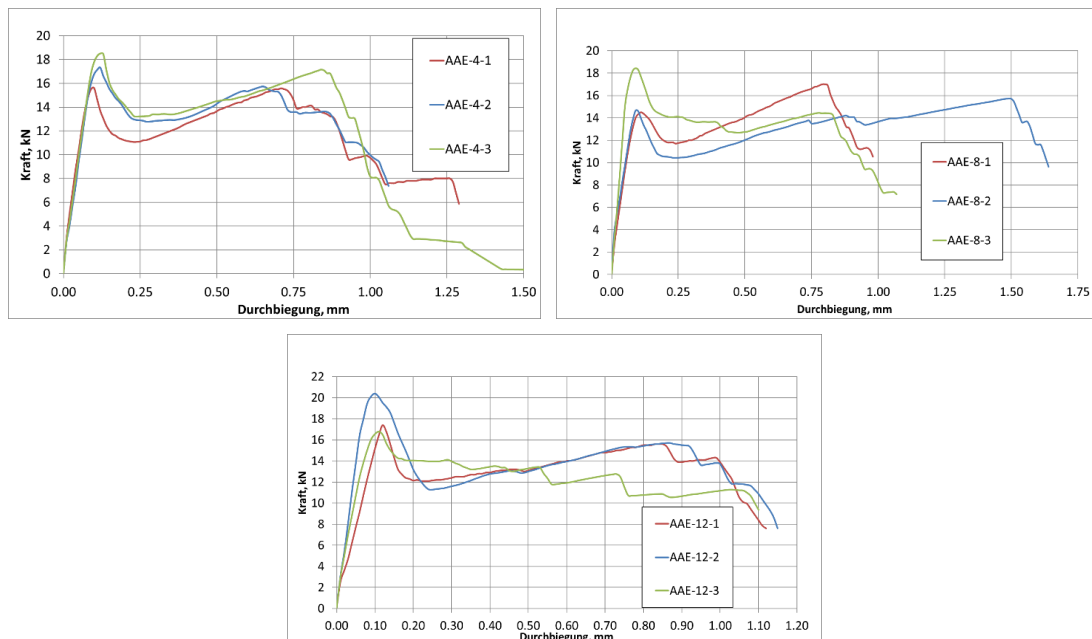


Abbildung 3.8: Kraft-Durchbiegungslinien für Balken mit Textilien von AR-Glas mit Epoxidharztränkung

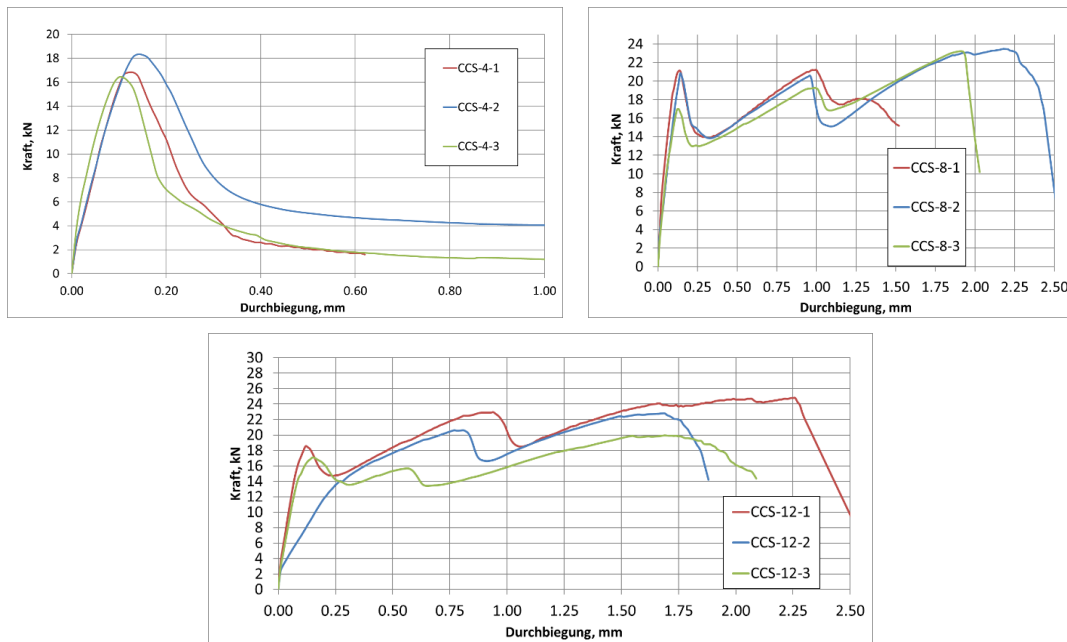


Abbildung 3.9: Kraft-Durchbiegungslinien für Balken mit Textilien von Carbon mit Styrolbutadienetränkung

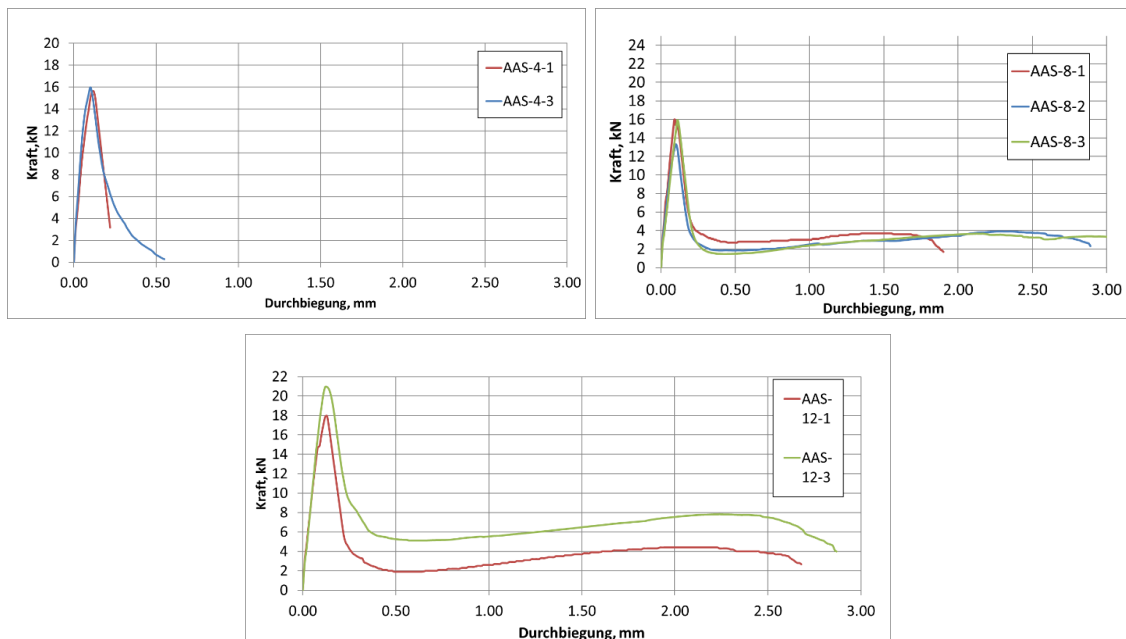


Abbildung 3.10: Kraft-Durchbiegungslinien für Balken mit Textilien von AR-Glas mit Styrolbutadienetränkung

Nachstehend werden die ausgewerteten Ergebnisse der Serie 1 dargelegt. Dabei wurde die Kraft F_t im Textil durch Iteration der Dehnungsebene ermittelt. In weiterer Folge wurde die Verbundspannung mit Annahme der linearen Spannungsverteilung nach Gl. 3.1 berechnet. Anhand der rückgerechneten Verbundspannungen und der Verwendung von $F_{t,max}$, der

maximal aufnehmbaren Kraft des Textils, kann für jedes Textil in Abhängigkeit der verwendeten Betonrezeptur die notwendige Verankerungslänge bestimmt werden.

$$\tau_t = \frac{F_t}{U_g \cdot n_g \cdot l_{ver}} \quad (3.1)$$

F_t Kraft in Textilbewehrung

U_g Garnumfang

n_g Zahl der Garne in Textilbewehrung

l_{ver} Verankerungslänge

Die Ergebnisse der ersten Versuchsserie sind in Tabelle 3.1 dargestellt.

Tabelle 3.1: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der Biegezugversuche mit UHPC und Feinbeton

Betontyp	Typ des Textils	Probekörper	Einbettungslänge, mm	Ermittelte Verankerungslänge, m	Garnumfang, U_g , mm	Verbundspannung, τ_t , N/mm ²	Mittelwert, τ_t , N/mm ²
UHPC	Carbon+SBR	CCS-8-1	170	67	7,506	1,919	1,540
		CCS-8-2	170	106	7,506	1,605	
		CCS-8-3	170	39	7,506	3,091	
		CCS-12-1	250	240	7,506	0,922	
		CCS-12-2	250	143	7,506	0,945	
		CCS-12-3	250	210	7,506	0,759	
	AR-Glas+SBR	AAS-8-1	144	138	5,454	0,289	0,314
		AAS-8-2	144	125	5,454	0,336	
		AAS-8-3	144	139	5,454	0,285	
		AAS-12-1	212	184	5,454	0,239	
		AAS-12-3	212	184	5,454	0,420	
	Carbon+ER	CCE-4-2	95	20	8,413	15,910	6,988
		CCE-4-3	95	19	8,413	15,365	
		CCE-8-1	179	46	8,413	4,952	
		CCE-8-2	179	54	8,413	5,909	
		CCE-8-3	179	81	8,413	4,128	
		CCE-12-1	263	145	8,413	3,208	
		CCE-12-2	263	145	8,413	3,871	

	AR-Glas+ER	CCE-12-3	263	233	8,413	2,563	1,994
		AAE-4-1	95	91	10,122	2,612	
		AAE-4-2	95	62	10,122	3,384	
		AAE-4-3	95	45	10,122	4,894	
		AAE-8-1	179	170	10,122	1,490	
		AAE-8-2	179	174	10,122	1,454	
		AAE-8-3	179	131	10,122	1,425	
		AAE-12-1	263	237	10,122	0,925	
		AAE-12-2	263	253	10,122	0,923	
		AAE-12-3	263	242	10,122	0,836	
Fein- beton	Carbon+SBR	CCS-4-1	90	80	7,506	1,887	1,340
		CCS-4-3	90	80	7,506	1,981	
		CCS-8-1	170	165	7,506	1,469	
		CCS-8-2	170	148	7,506	1,238	
		CCS-8-3	170	154	7,506	1,316	
		CCS-12-1	250	232	7,506	1,008	
		CCS-12-2	250	245	7,506	0,903	
		CCS-12-3	250	250	7,506	0,918	
	AR- Glas+SBR	AAS-4-1	76	76	5,454	0,949	0,615
		AAS-4-2	76	76	5,454	0,997	
		AAS-4-3	76	30	5,454	0,514	
		AAS-8-1	144	132	5,454	0,604	
		AAS-8-2	144	91	5,454	0,679	
		AAS-8-3	144	144	5,454	0,525	
		AAS-12-1	212	207	5,454	0,425	
		AAS-12-2	212	184	5,454	0,420	
		AAS-12-3	212	207	5,454	0,426	
	Carbon+ER	CCE-4-2	95	65	8,413	4,154	3,430
		CCE-4-3	95	51	8,413	5,281	
		CCE-8-2	179	115	8,413	3,863	
		CCE-8-3	179	98	8,413	3,661	
		CCE-12-1	263	156	8,413	1,969	
		CCE-12-2	263	148	8,413	1,654	
	AR-Glas+ER	AAE-4-2	95	95	10,122	2,494	1,690
		AAE-4-3	95	51	10,122	3,050	

		AAE-8-1	179	176	10,122	1,334	
		AAE-8-2	179	141	10,122	1,634	
		AAE-8-3	179	168	10,122	1,406	
		AAE-12-2	263	242	10,122	1,005	
		AAE-12-3	263	258	10,122	0,905	

Anhand relativ großer Schwankungen der ermittelten Verbundspannungen in der Versuchsserie 1 war eine eindeutige Bestimmung der erforderlichen Verankerungslänge nicht möglich. Daher wurde eine zweite Versuchsserie mit einem leicht adaptierten Versuchsaufbau durchgeführt.

3.3 Versuche der Serie 2

In der zweiten Versuchsserie wurden ebenso Dreipunkt-Biegezugversuche durchgeführt, jedoch sind die Prüfkörper mit einer Nut in Balkenmitte versehen. Die Probekörper hatten Abmessungen von 80x150x700mm mit einer 5 mm dicken und 20 mm tiefen Nut. Die Textilien wurden direkt über der Nut angebracht. Die Balken wurden anschließend mittels Gießverfahren (UHPC) und Sprühen (Feinbeton) hergestellt. Eine Skizze der Probekörper ist in der Abbildung 3.11 dargestellt. Aufgrund der Anbringung der Nut trat im Vergleich zur ersten Versuchsserie lediglich ein Riss auf, womit die tatsächliche Verankerungslänge für die Rückrechnung auf die Verbundspannung eindeutig ermittelbar ist.

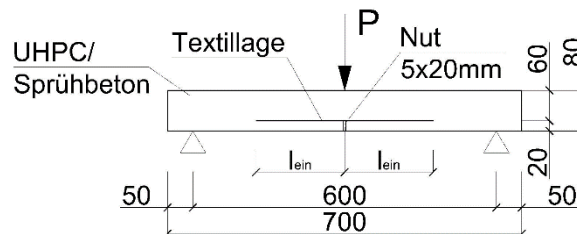


Abbildung 3.11: Skizze des Probekörpers für die 3-Punktbiegeversuche der zweiten Versuchsserie

Insgesamt wurden 56 Balken (32 mit UHPC und 24 mit Feinbeton) hergestellt und getestet. Die gesamten Ergebnisse sind in Tabelle 1.1 präsentiert.

Tabelle 3.2.: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der zweiten Versuchsserie

Beton- typ	Typ des Textils	Probe- körper	Einbe- tungs- länge, mm	Ermittelte Veranker- ungslänge mm	Garn- umfang U_g , mm	Verbund- spannung, τ_t , N/mm ²	Versa- gensart	Errechnete Verankerun- gslänge
---------------	-----------------------	------------------	----------------------------------	--	-------------------------------	---	-------------------	--------------------------------------

UHPC	Carbon SBR	CCS- 20-1	20	Riss außerhalb	7,506	-	-	100
		CCS- 20-2	20	Einbettungs länge		-	-	
		CCS- 40-1	40	40		2,272	Garn- auszug	
		CCS- 40-2	40	40		2,511	Garn- auszug	
	AR- Glas SBR	AAS-17- 1	17	17	5,454	1,302	Garn- auszug	100
		AAS-17- 2	17	17		0,856	Garn- auszug	
		AAS-17- 3	17	17		1,051	Garn- auszug	
		AAS-34- 1	34	34	5,454	1,363	Garn- bruch	-
		AAS-34- 2	34	34		1,074	Garn- bruch	-
		AAS-34- 3	34	34		1,115	Garn- bruch	-
		AAS-85- 1	85	85		0,782	Garn- bruch	-
		AAS-85- 2	85	85		0,948	Garn- bruch	-
		AAS-51- 1	51	51		1,332	Garn- bruch	-
		AAS-51- 2	51	51		1,105	Garn- bruch	-
	Carbon EP	CCE- 105-1	105	25	8,413	3,373	Garn- auszug	200
		CCE- 105-3	105	25		3,228	Garn- auszug	
		CCE- 105-3	105	35		3,941	Garn- auszug	
		CCE- 147-2	147	67		3,496	Garn- auszug	

	AR Glas EP	AAE-20-1	21	21	10,122	7,484	Garn- auszug	100
		AAE-20-2	21	10		14,235	Garn- auszug	
		AAE-20-3	21	21		7,429	Garn- auszug	
		AAE-20-4	21	21		8,954	Garn- auszug	
		AAE-40-1	42	42		5,072	Garn- auszug	
		AAE-40-2	42	42		4,965	Garn- auszug	
Fein- beton	Carbon SBR	CCS-100-1	100	100	7,506	1,256	Garn- auszug	150
		CCS-100-2	100	100		1,293	Garn- auszug	
		CCS-100-3	100	100	7,506	1,330	Garn- auszug	150
		CCS-120-1	120	120		1,329	Garn- auszug	
		CCS-120-2	120	120		1,250	Garn- auszug	
		CCS-120-3	120	120		0,816	Garn- auszug	
	AR Glas SBR	AAS-68-1	68	68	5,454	1,103	Garn- bruch	-
		AAS-68-2	68	68		0,988	Garn- bruch	-
		AAS-51-1	51	51		1,332	Garn- bruch	-
		AAS-51-2	51	51		1,190	Garn- bruch	-
		AAS-34-1	34	34		1,697	Garn- auszug	150
		AAS-34-2	34	34		1,372	Garn- auszug	

Fein- beton	Carbon EP	CCE- 210-1	210	50	8,413	4,604	Garn- auszug	300
		CCE- 210-2	210	80		2,893	Garn- auszug	
		CCE- 210-3	210	60		3,664	Garn- auszug	
		CCE- 294-1	294	60		3,864	Garn- auszug	
		CCE- 294-2	294	80		2,322	Garn- auszug	
		CCE- 294-3	294	40		5,733	Garn- auszug	
	AR Glas EP	AAE-84- 1	84	20	10,122	6,548	Garn- auszug	100
		AAE-84- 2	84	40		3,522	Garn- auszug	
		AAE-84- 3	84	30		3,686	Garn- auszug	
		AAE-63- 1	63	55	10,122	2,958	Garn- auszug	100
		AAE-63- 2	63	60		2,779	Garn- auszug	
		AAE-63- 3	63	63		3,378	Garn- auszug	

Basierend auf den Versuchsergebnissen der ersten und zweiten Versuchsserien wurden die erforderlichen Verankerungslängen anhand der rückgerechneten Verbundspannungen ermittelt und in Tabelle 3.3 dargelegt. Bei der Kombination von Carbon+EP-Textil und Feinbeton versagten alle Versuchskörper wegen Delamination/Garnauszug.

Tabelle 3.3: Zusammenfassung der Ergebnisse von beiden Serien

	UHPC				Feinbeton			
	T _{t,min} [N/mm ²]	T _{t,mittel} [N/mm ²]	T _{t,max} [N/mm ²]	Veranker- ung im Versuch l _{ev} [mm]	T _{t,min} [N/mm ²]	T _{t,mittel} [N/mm ²]	T _{t,max} [N/mm ²]	Veranker- ung im Versuch l _{ev} [mm]
Carbon+SBR	0.76	1.75	3.09	40.00	0.82	1.29	1.98	120.00

AR-Glas+SBR	0.78	0.83	1.36	17.00	0.42	0.88	1.70	34.00
Carbon+ER	2.56	5.83	15.91	80.00	1.65	3.64	5.73	224.00
AR-Glas+ER	0.84	4.41	7.48	42.00	0.90	2.67	6.55	63.00

Tabelle 3.4: Zusammenstellung der Bemessungskenngrößen

	UHPC τ_t , [N/mm ²]	$l_{UHPC,e}$ [mm]	Feinbeton τ_t , [N/mm ²]	$l_{Feinbeton,e}$ [mm]
Carbon+SBR	2.0	100	1.2	150
AR-Glas+SBR	2.0	100	1.2	150
Carbon+ER	4.0	200	3.0	300
AR-Glas+ER	4.0	100	3.0	100

In der Tabelle 3.4 sind die für die Bemessung relevanten Kenngrößen der Verbundspannungen und Verankerungslängen für beide Betone und eingesetzte Textillege dargestellt, die aus den Versuchsergebnissen ermittelt wurden.

Exemplarisch werden die Vergleiche der Ergebnisse der beiden Versuchsserien im Detail vorgestellt.



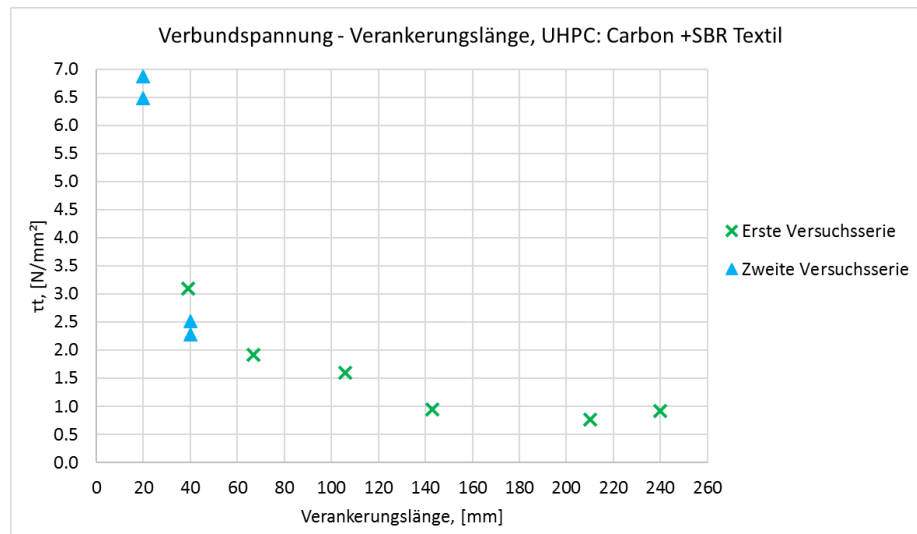


Abbildung 3.12: Ergebnisse der beiden Versuchsserien für Carbon+SBR Textil mit UHPC (Δ-Garnauszug, X-Garnbruch)

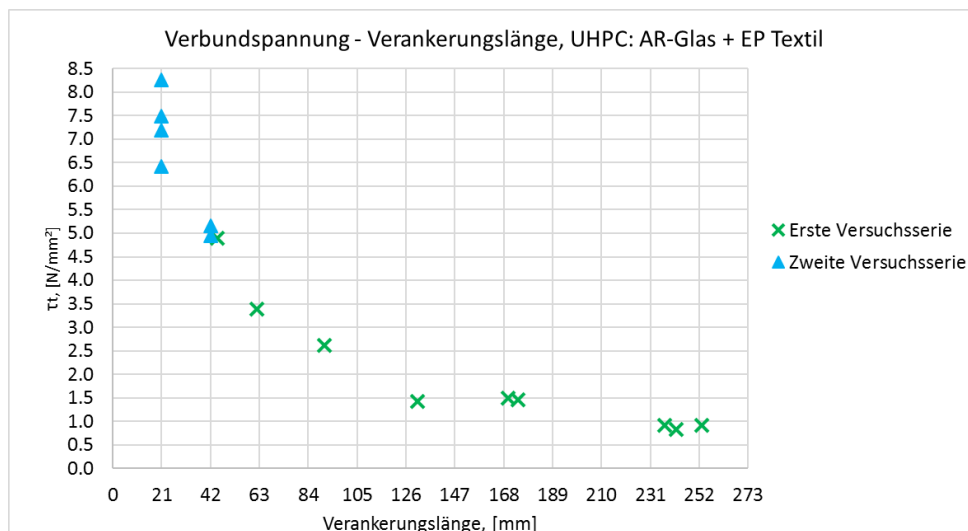


Abbildung 3.13: Ergebnisse der beiden Versuchsserien für AR-Glas+EP-Textil mit UHPC (Δ-Garnauszug, X-Garnbruch)

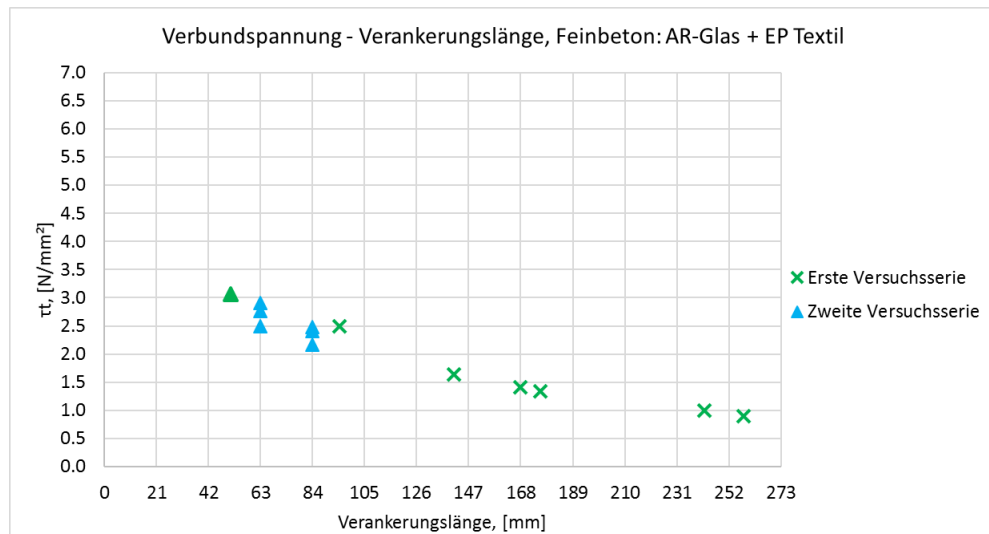
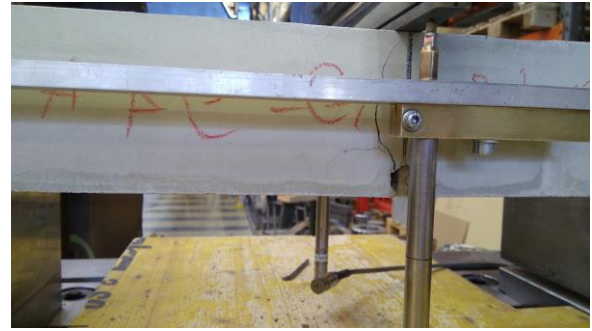


Abbildung 3.14: Ergebnisse der beiden Versuchsserien für AR-Glas+EP-Textil mit Feinbeton (Δ-Garnauszug, X-Garnbruch)

4. FESTBETONEIGENSCHAFTEN, DAUERHAFTIGKEIT UND UMWELTWIRKUNGEN DER BESPRÜHTEN UND GEGOSSENEN PLATTEN

4.1 Sprühversuche

4.1.1 Vorversuche an kleinen Platten

Um vorab zu überprüfen, ob die entwickelten Mischungen sprühbar sind, wurden Versuche mit einem Sprühgerät von der Fa. Lorencic, Graz – bestehend aus Kompressor, Aufgabetrichter und Pumpeneinheit mit Schneckenpumpe, sowie Förderschlauch und Sprüheinheit – durchgeführt (Abbildung 4.1).

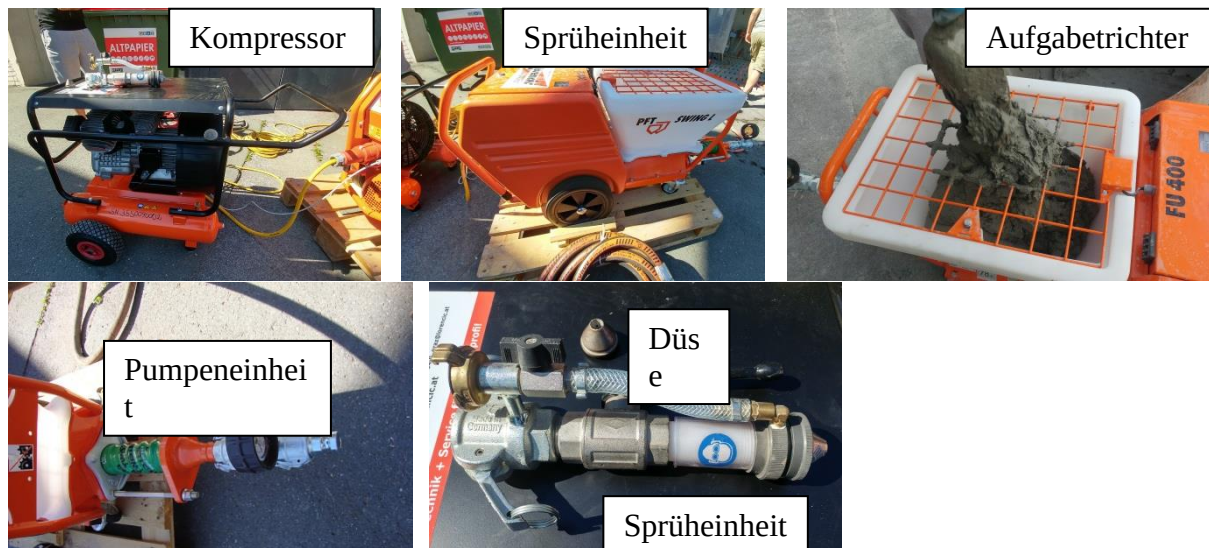


Abbildung 4.1: Sprühgerät der Fa. Lorencic, Graz

Die Sprühversuche wurden im zuvor mit Folien ausgekleideten und ausgeräumten Schneiderraum des IMBT durchgeführt. Hierfür wurden eigens gebaute Sprühstände aus Paletten und Schalttafeln gebaut (Abbildung 4.2). Als Bestandsbeton dienen Waschbetonplatten (50 x 50 cm) mit einer mit dem Sandflächenverfahren ermittelten Rautiefe $R_t \sim 1 \text{ mm}$.



Abbildung 4.2: Sprühstände aus alten Paletten und Waschbetonplatten mit Rahmen

Die Waschbetonplatten wurden in ein Wasserbad für 4 Tage eingelagert um gem. TF10-Produktdatenblatt [15] kapillare Sättigung zu erhalten. Die Platten wurden ca. 1 h vor Sprühbeginn dem Wasserbad entnommen und in die Rahmen am Sprühstand eingebaut.

Der Ablauf der Sprühversuche ist in den folgenden Punkten aufgeführt:

- Rezeptur mit Zyklosmischer anmischen
- Aufsprühen einer 1. Lage von ca. 20 mm Feinbeton auf vorgemätsste Waschbetonplatte,
- Auftbringen und Einarbeiten des Carbontextils
- Aufsprühen einer 2. Lage von ca. 20 mm Feinbeton
- Kurze Wartezeit
- Nachglätten der Oberfläche
- Nachbehandlung der Oberfläche (Sprühnebel, Kunststoffabdeckung)



Abbildung 4.3: Aufsprühen der ersten Lage Feinbeton



Abbildung 4.4: Einarbeiten des Carbontextils



Abbildung 4.5: Nachgeglättete Feinbetonoberfläche der 2. Sprühlage

Insgesamt zeigten die Sprühversuche mit der Einarbeitung des Textils, dass die Mischung I024 etwas besser zu verarbeiten war. Die Verarbeitbarkeit war insgesamt sehr gut, wobei die Mischung ca. 1 h lang mit einer 10 mm-Düse gesprüht werden konnte. Es kam zu keinem Nachsetzen oder Abfließen des Feinbetons von der senkrechten Probefläche. Sowohl Einarbeitung und Nachglättung verlief optimal. Daher wurde die Mischung I024 für die weiteren Untersuchungen als „beste“ Feinbetonmischung ausgewählt.

4.1.2 Sprühen an großen Platten

Die Mischung I024 wurde für die „Instandsetzung“ mittels Sprühverfahren des vom IBB hergestellten Bestandsbeton (Platte 150 x 150cm) ausgewählt. Hierzu wurde zunächst die erste Feinbetonschicht mit einer Dicke von ~ 10 mm aufgesprüht und nachgeglättet. Danach wurden die zugeschnittenen Textilmatten eingelegt und eingearbeitet. Die Einarbeitung der kleinen Textilmatten war nicht optimal, da durch das Aneinanderlegen der einzelnen Textilmatten der Ablauf zu lang gedauert hat (Abbildung 4.6). Eine bessere Lösung wäre

gewesen großflächige Textilmatten (75 x 75 cm) von den 4 ausgewählten Textilgelege einzuarbeiten.



Abbildung 4.6: Einzelne Einarbeitung der vorgeschrittenen Textilgelege

Im nächsten Schritt wurde eine zweite Feinbetonlage mit einer Dicke von ~ 10 mm aufgesprüht (Abbildung 4.7).



Abbildung 4.7: Aufsprühen der 2. Feinbetonlage mit I024

Insgesamt hat sich gezeigt, dass die Einarbeitung der einzelnen Textilgelegestücke nicht nur zu einer Verzögerung in den Arbeitsabläufen geführt hat, sondern dass dadurch auch Störungen des Verbunds initiiert wurden, was zu geringen Haftzugfestigkeiten bei der späteren Prüfung geführt hat (vgl. hierzu die Ausführungen zu den Haftzugversuchen).

4.2 Probekörper und Probekörpergewinnung für die Bestimmung der Festbetoneigenschaften bzw. Dauerhaftigkeitsperformance

Die Beständigkeit der Feinbetonrezepturen und Textilgelege sollte gegen relevante Umwelteinwirkungen geprüft werden. Auf Basis der im Arbeitspaket AP3 entwickelten Feinbetonmischungen wurden gem. dem Verfahren des Sprühens für die rissüberbrückende Instandsetzung Platten hergestellt. Für die Dauerhaftigkeitsversuche zur beschleunigten Karbonatisierung gem. ACC-Test [71], zum Frost-Tausalz-Widerstand gem. CDF-Test nach Setzer [73] und zur Dichtigkeit des Gefüges durch die Porositätsprüfung gem. ÖNORM EN 1936 [70] wurden die Probekörper aus einer zuvor gesprühten Platte ($\sim L \times B \times H = 700 \times 500 \times 80/100 \text{ mm}$) hergestellt. Hierfür wurde eine gezimmerte Kiste aus Schalholz ($L \times B \times H = 700 \times 500 \times 200 \text{ mm}$) in einem Winkel von 45°C aufgestellt und der Feinbeton ohne Verdichtung eingesprüht (siehe Abbildung 4.10). Die Platten wurden sieben Tage lang nachbehandelt (Sprühnebel und luftdichte Kunststoffabdeckung), bevor am Tag sieben die Probekörper herausgebohrt bzw. gesägt wurden. Anschließend wurden diese für 21 weitere Tage bis zur Prüfung bzw. Prüfbeginn luftdicht verpackt in der Klimakammer bei 20°C und 65% rel. Luftfeuchte gelagert. Für jede Prüfung wurde in Tabelle 4.1 die genaue Methodik zur Nachbehandlung zusammengefasst.



Abbildung 4.8: Oberflächenvorbehandlung mittels HDW-Strahlung (Fa. Junger GmbH.)

Die Probekörper für die Chloriddiffusionsprüfung wurden aus großen, gesprühten Platten ($150 \times 150 \text{ cm}$) hergestellt. Hierfür wurden Grundplatten (Bestandsbeton) C30/37 mit GK 22 mm und der Expositionsklasse XC2 vom IBB bzw. der Fa. Rohrdorfer – Betonwerk Graz gefertigt. Die Oberflächen dieser Bestandsbetonplatten wurden mittels Hochdruckwasser (HDW-Strahlung) auf eine im Anschluss gemessene Rautiefe ($R_t = 3 \text{ bis } 4 \text{ mm}$, ermittelt mit dem Sandflächenverfahren) vorbehandelt (vgl. Abbildung 4.8).

Diese Bestandbetonplatten wurden im Sprühverfahren mit der Feinbetonmischung I024 und den Textilgelegen (AR-Glas epoxidharzgetränkt, AR-Gals styrolbutadiengetränkt, Carbongelege epoxidharzgetränkt und Carbongelege styrolbutadiengetränkt) verstärkt. Nach der Erhärtung wurden daraus die Probekörper für die Biegezugversuche und Haftzugversuche geschnitten.

Für die Prüfungen der Biegezugfestigkeit und der Haftzugversuche (AP4 - IBB) wurden Probekörper aus den gesprühten, verstärkten Betonelementen gesägt. Aus den geprüften Biegezugprüfkörpern wurden wiederum die Prüfkörper (nur ungerissener Zustand) für die Bestimmung des Chloridwiderstandes (einseitig gerichtete Diffusion gem. ÖNORM EN 12390-11 [72]) gewonnen.



Abbildung 4.9: Intakte, ungerissene sowie durchgerissene Probekörper nach der Biegezugprüfung



Abbildung 4.10: Gesprühte Platte aus Feinbeton in Kiste

In der Liste sind alle im Rahmen des Nachweises der Dauerhaftigkeit geforderten Prüfungen mit zugehörigen Expositionsklassen und die dafür geforderte Anzahl der Prüfkörper aufgelistet.

Für die Prüfung der Porosität nach ÖN EN 1936:2007 [70] sind jeweils 4 Probekörper vorgesehen. Für die Prüfung der beschleunigten Karbonatisierung (ACC-Test [71]) wurden

vier Prüfkörper, für die Prüfung des Widerstandes gegen Chlorid zwei Prüfkörper festgelegt. Für die Frost-Taumittel-Beständigkeit mittels beschleunigtem CDF-Test gem. Setzer [73] und gem. ONR CEN/TS 12390-9:200 [58] wurden vier Prüfkörper vorgesehen.

Tabelle 4.1: Form/ Nennmaße und Lagerung der Prüfkörper für die Dauerhaftigkeitsprüfungen

Prüfung	Form/ Nennmaße [mm]	Lagerung
Druckfestigkeitsprüfung nach: 24 h: -2Stk.; 7 d: -2 Stk.; 28 d: -3Stk; 56 d: -2 Stk.;	Zylinder 50*50	Nach dem Sprühen die Oberfläche mit Sprühnebel besprühen, mit Folie luftdicht verpacken und nach 5 Tagen ausschalen, Probekörper schneiden und luftdicht in Kunststoffsack verpacken bis zum 28 Tage in Klimakammer bei 20°C+65% rel. Luftfeuchtigkeit gelagert.
Biegezugfestigkeitsprüfung nach: 24 h: -2Stk.; 7 d: -2 Stk.; 28 d: -3Stk; 56 d: -2 Stk.;	Prismen 40*40*160	Nach dem Sprühen die Oberfläche mit Sprühnebel besprühen, mit Folie luftdicht verpacken und nach 5 Tagen ausschalen, Probekörper schneiden und luftdicht in Kunststoffsack verpacken bis zum 28 Tage in Klimakammer bei 20°C+65% rel. Luftfeuchtigkeit gelagert.
Porosität/Wasseraufnahme/ Wasseraufnahmekoeffizient (4 Stück)	Würfel 50*50*50	Nach dem Sprühen die Oberfläche mit Sprühnebel besprühen, mit Folie luftdicht verpacken und nach 5 Tagen ausschalen, Probekörper schneiden und luftdicht in Kunststoffsack verpacken bis zum 28 Tage in Klimakammer bei 20°C+65% rel. Luftfeuchtigkeit gelagert.
Beschleunigte Karbonatisierung – ACC- Test XC4 (4 Stück)	Prismen 50/50/200	Nach dem Sprühen die Oberfläche mit Sprühnebel besprühen, mit Folie luftdicht verpacken und nach 5 Tagen ausschalen, Probekörper schneiden und luftdicht in Kunststoffsack verpacken bis zum 28 Tage in Klimakammer bei 20°C+65% rel. Luftfeuchtigkeit gelagert.
Chloridwiderstand XD3 (4 Stück)	Würfel 150*150*150	Auf Platte wurde eine ca. 20 mm Feinbetonschichte „024“ gesprüht und dann mit Wassernebel besprüht. Mit Folie luftdicht verpacken und nach 5 Tagen ausschalen, Probekörper schneiden und luftdicht in Kunststoffsack verpacken bis zum 28 Tag in Klimakammer bei 20°C+65% rel. Luftfeuchtigkeit lagern. Am 27 Tag für 24h Wasserlagerung und ab Alter von 28 Tagen Eintauchen in 3%iger NaCl und 90 Tage-Lagerung in luftdichtverschlossenen Kunststoffbehälter bis zur Prüfung.
Frost-Taumittel- Beständigkeit CDF-Test (4 Stück)	Zylinder 100*100	Nach dem Sprühen die Oberfläche mit Sprühnebel besprühen, mit Folie luftdicht verpacken und nach 5 Tagen ausschalen, Probekörper schneiden und luftdicht in Kunststoffsack verpacken bis zum 21 Tag in Klimakammer bei 20°C+65% rel. Luftfeuchtigkeit gelagert. Anschließend eine ca. 0,5-1,0 cm dicke Scheibe abgesägt und die Probekörper für 7 Tage in Wasser gelagert. Probekörper vermessen und wiegen, mit Primer bestreichen und mit leicht erwärmten Aluminiumbutylklebeband bekleben (Überlappung am Eck ca. 20 mm) - bis zur Prüfung ab Alter von 28 Tage Lagerung erneut in der Klimakammer. Danach Vorsättigung der Proben. Eintauchen in 3%iger NaCl Durchlaufen von 28 Frost-Tau-Zyklen zu je 12 h.

4.3 Festbetoneigenschaften der aufgesprühten Platten

Wie schon in Kapitel 0 beschrieben, wurden die Probekörper aus den gesprühten Platten ohne Textilien (~ L x B x H = 700 x 500 x 80/100 mm) gebohrt bzw. geschnitten.

Die Druck- und Biegezugfestigkeit wurde gem. ÖNORM EN 196-1 **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** ermittelt. Die folgende Abbildung 4.11 zeigt die grafische Darstellung der Ergebnisse der Druck- und Biegezugfestigkeiten für die Feinbetonmischungen TF10, I024, I007, D003 und zum Vergleich für den UHPC des IBB.

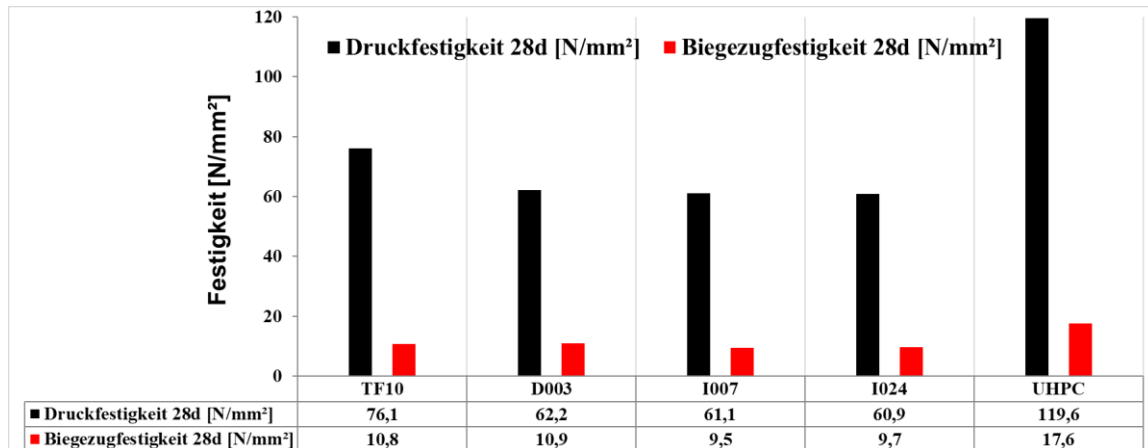


Abbildung 4.11: Grafische Darstellung der Ergebnisse der Druck- und Biegezugfestigkeiten

Die TF10-Mischung dient wiederum als Referenzmischung. Die Druckfestigkeiten der eigenen Mischungen I024 und I007, sowie D003 liegen ~ 20% unter dem Wert vom TF10. Die Biegezugfestigkeiten sind vergleichbar. Wie zu erwarten war, ist die Druck- und Biegezugfestigkeit des UHPC's höher.

4.4 Ergebnisse zur Dauerhaftigkeit

In den folgenden Unterkapiteln werden die durchgeführten Prüfungen und Untersuchungen mit den Ergebnissen zur Dauerhaftigkeit der Feinbetone beschrieben und ausgewertet. Insgesamt wurden die neu entwickelten Feinbetonmischungen I007, I024 und die UHPC Mischung vom Institut für Betonbau mit drei Referenzmischungen verglichen. Dabei handelte es sich um i) Pagel: Mischung TF10 mit Flugasche [68], ii) Dresden 003: Mischung mit in Österreich herkömmlichen Hüttensand und Kalkstein und iii) B7: hergestellt entsprechend der Anforderungen gemäß ÖNORM B 4710. Mit Hilfe der Referenzmischungen ist es laut dem „Performance based design“ Konzept möglich die neuentwickelten Feinbetone in die entsprechende Expositionsklasse einzuordnen. Vergleichend können so die zu überprüfenden Feinbetone mit einem Referenzbeton in dauerhaftigkeitsrelevanten, auch nicht der Norm entsprechenden Prüfverfahren geprüft und bewertet werden.

Die Prüfverfahren in diesem Projekt zur Untersuchung der Dauerhaftigkeit beinhalten den Test auf 1) Dichtigkeit des Gefüges durch die Porositätsprüfung gem. ÖNORM EN 1936 [70],

2) beschleunigte Karbonatisierung gemäß dem ACC-Test [71], 3) Widerstand gegen Chlorideindringung nach ÖNORM EN 12390-11 [72] und 4) dem Frost-Tausalz-Widerstand gem. CDF-Test nach Setzer [73]. Aus einer gesprühten Platte ($\sim L \times B \times H = 700 \times 500 \times 80/100$ mm; Kapitel 0) wurden die Probekörper ohne Textilgelege gebohrt bzw. geschnitten (nach 7 Tagen) und bis zur Prüfung nach 28 Tagen luftdicht verpackt bei 20°C gelagert. Einzig die Probekörper zur Untersuchung des Widerstandes gegen Chlorideindringung wurden mit Textilgelege (Carbongelege epoxidharzgetränkt) getestet.

4.4.1 Dichtigkeit – Wasseraufnahme, offene Porosität und Gesamtporosität

Die Gefügedichte des erhärteten Feinbetons wurde mittels der offenen Porosität (P_o) gem. ÖNORM EN 1936 [70] geprüft, wobei die gesägten Würfel bis zum Prüfungsbeginn 24 Tage unter Wasser gelagert wurden. Die Ergebnisse der Wasseraufnahme, der offenen Porosität und der Gesamtporosität sind in der Tabelle 4.2 zusammengefasst und in der Abbildung 4.12 mit den Standardabweichungen veranschaulicht.

Tabelle 4.2: Ergebnisse zur Wasseraufnahme, der offenen Porosität, der Gesamtporosität und der Reindichte der gesprühten Feinbetonmischungen ohne Textilgelege und des gegossenen UHPC

Mischung	Herstellung	Prüfung	Wasser- aufnahme	Offene Porosität P_o	Gesamtporosität	Reindichte
Einheit	-	-	%	%	%	g/cm ³
RB7	14.11.2016	05.12.2016	4,8	11,6	16,1	-
TF10	14.08.2017	19.09.2017	6,5	13,7	26,2	2,87
I 024	16.08.2017	19.09.2017	8,1	16,9	26,2	2,81
I 007	17.08.2017	19.09.2017	6,9	14,4	24,6	2,76
D 003	18.08.2017	19.09.2017	8,4	17,5	24,2	2,76
UHPC	22.08.2017	19.09.2017	1,6	3,4	17,0	2,84

Die Mischungen I024 und D003 in Abbildung 4.12 und Tabelle 4.2 mit Hüttensand und Kalkstein weisen eine um ~25% höhere Porosität und Wasseraufnahme auf als die Referenzmischung TF10 mit Hüttensand. Die Mischung I007 hat eine ähnliche Porosität wie die Referenzmischung TF10. Mit nur 3,4% hat die dichteste Mischung UHPC vom IBB auch die geringste offene Porosität und ein um ~ 80% verringertes Wasseraufnahmevermögen.

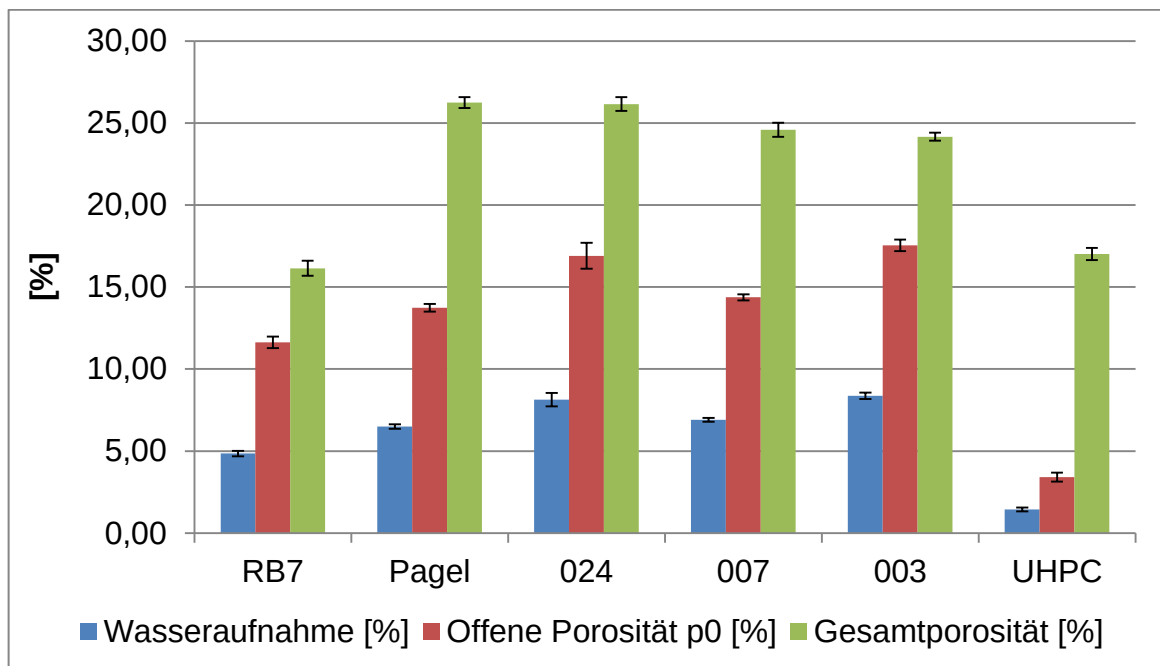


Abbildung 4.12: Ergebnisse mit Standardabweichungen der Wasseraufnahme, der offenen Porosität und der Gesamtporosität

4.4.2 Beschleunigte Karbonatisierung gem. ACC-Test

Für die direkte Prüfung der beschleunigten Karbonatisierung wurde der ACC-Test (accelerated carbonation Test) angewendet, welcher im „Model Code for Service Life Design“ [71] beschrieben ist. Bei diesem Test werden die Feinbeton- und UHPC-Prüfkörper in eine Klimakammer bei einer Temperatur von 20°C und 65% rel. Luftfeuchtigkeit mit einer erhöhten CO₂-Konzentration von 2% (Anteil in der Luft ~ 0,04% [109]) gelagert. Der Nullwert wird nach 28 Tagen luftdicht verpackter Lagerung (nach Herstellung) mit Null definiert. Nach 28 Tagen Einlagerung werden die Prüfkörper (n=3 von einer Mischung) gespalten und mit einer Indikatorlösung (Phenolphthalein) besprüht. Außenbereiche, in welcher Karbonatisierung stattfindet und daher zu einer Reduktion des pH-Wertes < 9 kommt, werden farblos angezeigt, die übrige unbeeinträchtigte, innere Fläche mit einem pH-Wert > 9 „rosa“ gefärbt. Somit können über eine klare Abgrenzung die Karbonatisierungstiefen bestimmt werden. Zusätzlich zu den im „Model Code for Service Life Design“ [71] regulär vorgesehenen 28 Tagen Auslagerungszeit in der CO₂-Kammer werden die gespaltenen Probekörperhälften wieder zurück in die CO₂-Kammer gelegt und weitere Karbonatisierungstiefen und -raten, sowie Lebensdauerabschätzung nach 70, 140 Tagen (bei D003 und I007) und bei TF10, I 024 und UHPC auch nach 280 Tagen bestimmt.

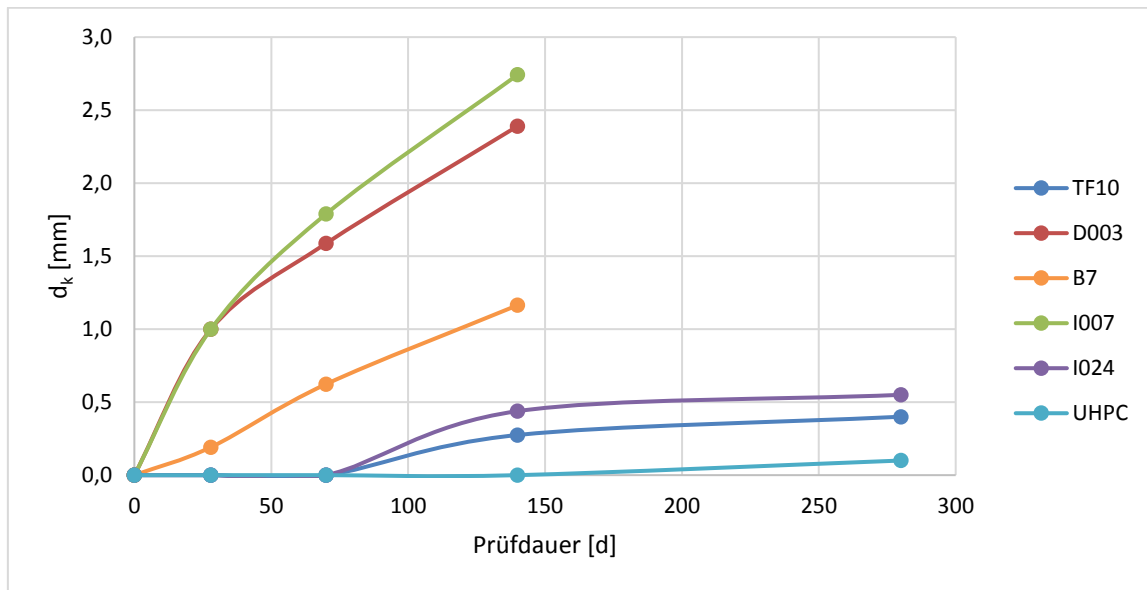


Abbildung 4.13: Karbonatisierungstiefen (d_k) nach 28, 70, 140 und teilweise 280 Tagen Lagerung bei 2% CO_2

Die Abbildung 4.13 zeigt, dass nach 28 d Lagerung für die Feinbetonmischungen TF10, I024 und UHPC keine messbare Karbonatisierung stattgefunden hat. Erst nach 140 Tagen Lagerung bei einer 2%igen CO_2 -Konzentration kommt es bei der Referenzmischung TF10 und der I024 Mischung zu einer leichten Karbonatisierung, die auch nach weiteren 140 Tagen keine signifikante Erhöhung zeigt. Die UHPC Mischung zeigt gar erst nach 280 Tagen eine geringfügige Karbonatisierungstiefe. Die Feinbetonmischungen I007 und D003 wiesen hingegen bereits nach 28 Tagen eine d_k von 1,0 mm auf. Über die Zeit von 70 und 140 Tagen kam es zu einer weiteren Zunahme der Karbonatisierungstiefe bei den Proben, weswegen bereits nach 140 Tagen von den Mischungen I007 und D003 die beschleunigte Karbonatisierungsrate K_{ACC} laut Gleichung (4.1) mit den notwendigen 3 Messungen [71] ermittelt werden konnte.

$$K_{ACC} = \frac{\left(\frac{d_{k,t1}}{\sqrt{t1}} + \frac{d_{k,t2}}{\sqrt{t2}} + \frac{d_{k,t3}}{\sqrt{t3}} \right)}{3} \quad (4.1)$$

K_{ACC} beschleunigte Karbonatisierungsrate (ermittelt aus 3 Prüfterminen) [mm/ $\sqrt{d}$]

d_k Mittelwert aus der Karbonatisierungstiefe zu einem Prüftermin t [mm]

t Zeit [Tagen/Jahr]

Da nach 140 Tagen bei den Mischungen TF10, I024 und UHPC der Karbonatisierungsfortschritt noch nicht eindeutig bestimmt werden konnte, wurden die Proben noch weitere 140 Tage bei 2% CO₂ gelagert. Zudem wurde die Karbonisierungstiefen mittels eines Mikroskops bestimmt, da die Karbonatisierungsfront nach Aufsprühen der Phenolphthalein Lösung nicht eindeutig bestimmbar waren. Bei der Mischung IM024 wurde zudem eine teilweise karbonisierte „Mischzone“ beobachtet (vgl. Abbildung 4.14). Da sich bei einzelnen Gesteinskörnern eine Randzone ausbildet, die karbonisiert ist, und bei anderen diese Randzone um die Gesteinskörner (Abbildung 4.14 b) nicht beobachtet werden kann, scheint die Karbonatisierung innerhalb des Probekörpers von der Gesteinskörnung abhängig zu sein. Zusätzlich kann vermutet werden, dass dieser Bereich eine höhere Porosität aufweist, ähnlich wie bei der „interfacial transition zone (ITZ)“, die eine stärkere Karbonatisierung um die Gesteinskörner ermöglichen würde. Dies ist besonders stark am Randbereich der Probekörper zu beobachten, was eine eindeutige Bestimmung der Karbonisierungstiefe schwierig macht. Anhand der hier verwendeten Methoden kann keine klare Aussage erfasst werden, ob dieses Verhalten von dem sehr feinen Kalksteinmehl 2 entsteht. Bei der Probe I007 mit dem etwas gröberen Kalksteinmehl 1 ist dieser Effekt nur leicht bis kaum zu beobachten.

Für die Bestimmung des Karbonisierungstiefe der Probe I024 wurde die komplette „Mischzone“ genommen, da dieser Bereich teilweise karbonisiert ist.

TF10

I024

I007

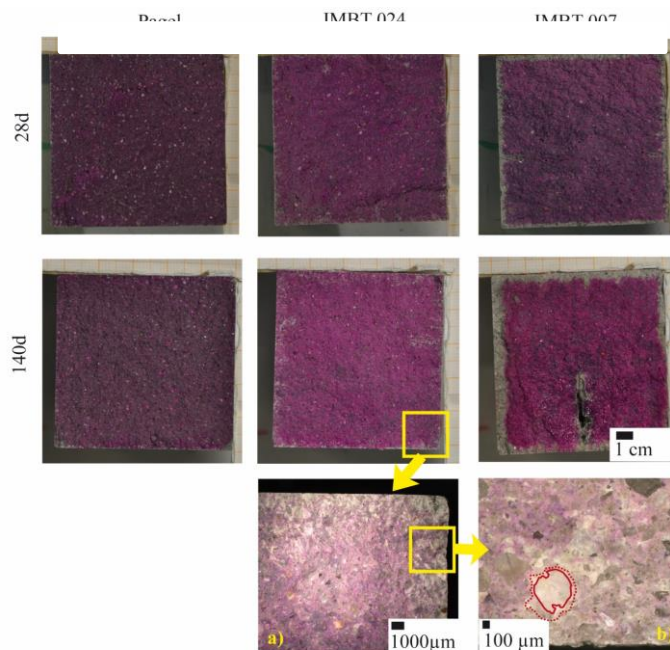


Abbildung 4.14: Beispielfotografien der mit Phenolphthalein besprühten Flächen von TF10, I024 und UHPC

Die natürliche Karbonatisierungsrate K_{NAC} wurde über mehrere Faktoren berechnet. Wesentlich ist dabei der Faktor zur Berücksichtigung der Unterschiede der CO_2 -Konzentration des beschleunigten Karbonisierungsverfahrens von 2% CO_2 gegenüber der CO_2 -Konzentration unter atmosphärischen Bedingungen von ca. 0,04% [109].

$$K_{NAC} = a * b * c * K_{ACC} \quad (4.2)$$

K_{NAC} natürliche Karbonatisierungsrate [mm/ $\sqrt{\text{Jahr}}$]

a Faktor für Zeitumrechnung (365/1)

b Faktor für Umrechnung der beschleunigten auf die natürliche Karbonatisierung (0,04%/2%)

c Korrekturfaktor (1,19) [109]

Zum Nachweis der beschleunigten Karbonatisierung über die Zeit (Lebensdauerbemessung), wurde über die natürliche Karbonatisierungsrate K_{NAC} eine zu erwartende Karbonatisierungstiefe t_e nach Gleichung (4.3) für 50 Jahre abgeschätzt [109] und [75].

$$t_e = K_{NAC} * \sqrt{t} \quad (4.3)$$

t_e erwartende Karbonatisierungstiefe t_e nach einer bestimmten Zeitspanne [mm]

Tabelle 4.3: Ergebnisse der beschleunigten Karbonatisierung

		TF10	I024	I007	D003	UHPC
Prüftag	d	280	280	140	140	280
d_k	mm	0,4	0,6	2,7	2,4	0,1
K_{ACC}	mm/ $\sqrt{d}$	0,01	0,01	0,2	0,2	0,001
K_{NAC}	mm/ $\sqrt{\text{Jahr}}$	0,03	0,04	0,5	0,4	0,004
t_e	mm	0,2	0,3	3,4	3,2	0,03

In Tabelle 4.3 wurden alle Werte für die Karbonatisierungstiefe d_k , der beschleunigten Karbonatisierungsrate K_{ACC} , der natürlichen Karbonatisierungsrate K_{NAC} und der zu erwartenden Karbonatisierungstiefe t_e nach 50 Jahren zusammengetragen. Durch den Austausch von Flugasche (TF10) mit Hüttensand und Kalkstein (D003) nimmt K_{ACC} um 27% zu. Ähnlich hoch ist die Karbonatisierung von I007. I024 weist hingegen einen ähnlich geringen Karbonatisierungsfortschritt mit 0,01mm/ $\sqrt{d}$ wie die Referenzmischung TF10 auf. Die Mischung mit der geringsten Porosität (UHPC) hat auch den größten Widerstand gegen Eindringung von CO_2 , mit $d_k = 0,1$ (Tabelle 4.3).

Für die Praxis ist zu beachten, dass die Modellierung des Karbonatisierungsfortschrittes ausschließlich unter konstanten Laborbedingungen ermittelt wurde. Um eine reale Lebensdauerbemessung durchzuführen, müssten die in der Natur schwankenden klimatischen Bedingungen berücksichtigt werden.

4.4.3 Chloriddiffusion

Für das Verfahren zur Bestimmung der einseitig gerichteten Chloriddiffusion wurden die Probekörper mit Textilgelege nach ÖNORM EN 12390-11 [72] bzw. nach [76] bis zur Prüfung unter Wasser gelagert [72]. Nach 28 Tagen wurden die voll gesättigten Feinbetonmischungen und der UHPC für 90 Tage in einer 3%igen NaCl-Lösung ausgelagert. Alle vier Wochen wurde ein Lösungsaustausch durchgeführt, um einen dauerhaft und konstant starken Chloridangriff zu simulieren. Für die Bestimmung des Widerstandes gegen Chlorideindringung wurden Chloridprofilanalysen an je 2 gleich alterierten Prüfwürfeln (Mittelwert pro Probe) angefertigt.

Für die Bohrmehlentnahme am Prüftag wurden an jedem Würfel jeweils rund 1 mm dicke Horizonte aus fünf festgelegten Tiefenstufen (5, 10, 15, 20, 25 mm) entnommen, indem acht über den Querschnitt verteilte Bohrlöcher, angelegt wurden. In jedes Loch wurden zunächst in die geplante Tiefenstufe, ohne Bohrmehl zu gewinnen, gebohrt. Dann wurde mit einem Vorschub von 1 mm weiter gebohrt und das Bohrmehl gewonnen. Die tatsächliche Bohrtiefe wurde mittels Messschieber gemessen und ein Mittelwert der acht Bohrungen je Probe angegeben. Je Tiefenstufe wurden aus den acht Löchern insgesamt rund 5 g Bohrmehl gewonnen und homogenisiert. Das Bohrmehl wurde mit 2%iger HNO_3 angesäuert, die Lösung verdünnt, filtriert und mittels Ionenchromatographie IC der Chloridgehalt $C(x,t)$ zum jeweiligen Prüftermin in m% bestimmt. Zur Ermittlung des nicht stationären Chloriddiffusionskoeffizienten D_{nss} gem. ÖNORM EN 12390-11 [72] wurde die Chloridkonzentration an der Oberfläche (C_s) durch Extrapolation bestimmt und die Chloridausgangskonzentration direkt im Betonkörper gemessen. Mit Hilfe einer nichtlinearen Regressionsanalyse wurde der nicht stationäre Chloriddiffusionskoeffizient D_{nss} in $[\text{m}^2/\text{s}]$ nach Gleichung 4.4) ermittelt.

$$C(x, t) = C_i + (C_s - C_i) * (1 - \text{erf}(\frac{x}{(2 * \sqrt{D_{nss} * t})})) \quad (4.4)$$

$C(x,t)$	Chloridkonzentration in der gemessenen Tiefe zum Zeitpunkt t [m%]
C_s	Chloridkonzentration an der Oberfläche [m%]
C_i	Chloridausgangskonzentration (gemessen im Betonkörper) [m%]
erf	Gauss-Fehlerfunktion [-]
X	Messtiefe [m]
D_{nss}	Nicht stationärer Chloriddiffusionskoeffizient $[\text{m}^2/\text{s}]$
t	Lagerungszeit [s]

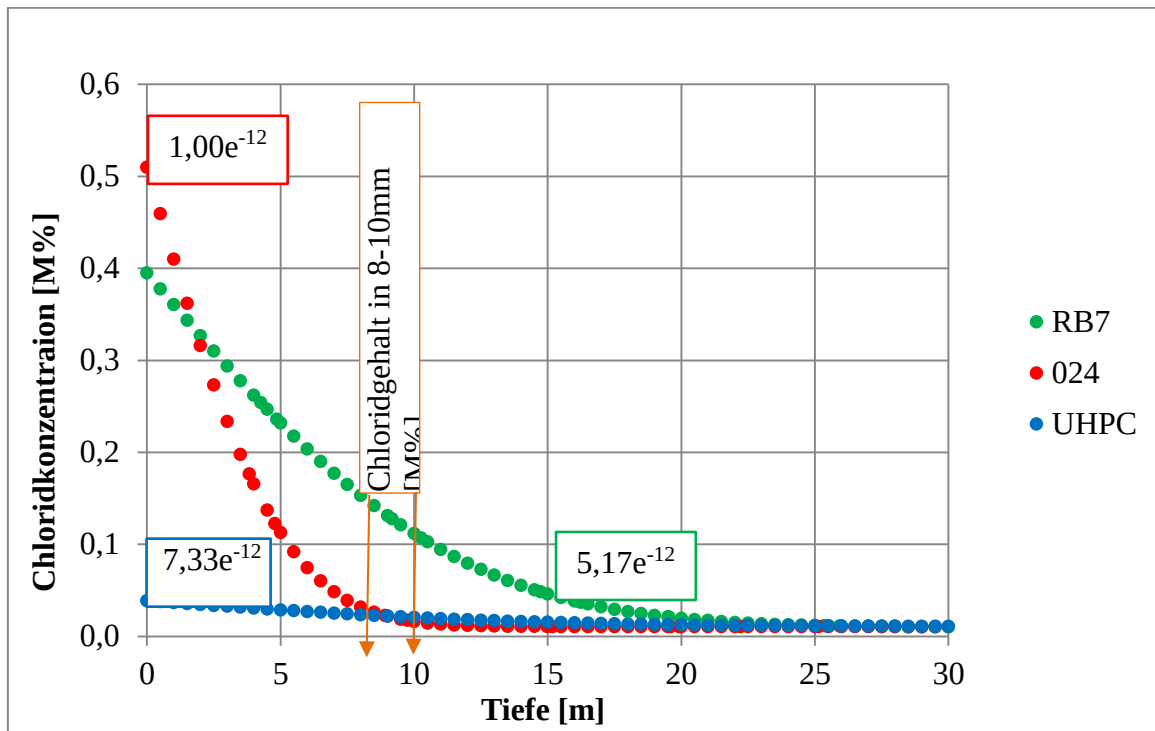


Abbildung 4.15: Tiefenprofil über die Chloridkonzentration, die Kurven wurden zur Berechnung des Chloriddiffusionskoeffizienten D_{nss} in m^2/s (Kästchen) [72] angepasst.

Der Chloriddiffusionskoeffizient D_{nss} in Abbildung 4.15 (blau) wurde von I024 und der UHPC Mischung und einem Vergleichsbeton mit der Kurzbezeichnung B7 ($D_{nss} = 5,2e^{-12}$) nach ÖN B 4710 [69] ermittelt. Vergleichend zeigte sich, dass die UHPC Mischung einen deutlich geringeren D_{nss} hatte, als die Vergleichsmischung B7. In der Abbildung ist ersichtlich, dass der sehr geringe Chloriddiffusionskoeffizient auch mit einer sehr geringen Eindringung von Chloridionen nach 90 Tagen Auslagerung einhergeht. Auffällig ist jedoch, dass im Vergleich zwischen den Proben I024 und RB7 die Feinbetonmischung I024 zwar eine geringere Eindringtiefe (Ende bei 8mm im Vergleich RB7 Ende bei 20mm Tiefe) von Chloridionen hatte, jedoch einen höheren Chloriddiffusionskoeffizienten ($D_{nss} = 1,0e^{-12}$) aufweist (Abbildung 4.15). Dieser erhöhte D_{nss} ist auf die Methode zur Berechnung des D_{nss} zurückzuführen, da gerade im oberflächennahen Bereich der Chloridgehalt beim I024 höher lag als bei der RB7 Mischung und der Anstieg der Kurve ebenfalls in die Berechnung miteingeht (Abbildung 4.15).

Nach der Richtlinie [77] darf der Gesamtchloridgehalt (Abbildung 4.15 – orange abgegrenzt) in einer Tiefe von 8 bis 10mm nicht mehr als 0,6% der Zementmasse betragen. Auf die Betonmasse bezogen liegen die Feinbetonmischungen mit einem Chloridgehalt von 0,02M% deutlich im Anforderungsbereich für einen Instandsetzungsmörtel. Die Referenzprobe B7

liegt mit 0,13 m% ebenfalls deutlich im Anforderungsbereich, hat jedoch eine höhere Eindringung der Chloridionen als die Feinbetone.

4.4.4 Frost-Tausalz-Beständigkeit – CDF-Test

Der praxisnahe Capillary Suction of De-Icing Solution and Freeze-Thaw Test (CDF) wurde zum Nachweis der Frost-Tausalz-Beständigkeit nach [73] und [57] durchgeführt. Laut der CEN/TS 12390-9 [58] kann der CDF-Test als Alternativverfahren zum herkömmlichen Referenzverfahren (Plattenprüfverfahren) verwendet werden um die Frost-Tausalz-Beständigkeit zu testen. Zur Ermittlung der Frost-Taumittel-Beständigkeit wurden die Feinbetonmischungen 28 Frost-Tau-Zyklen (+20°C bis -20°C) von je 12 Stunden ausgesetzt. Beim CDF-Test wurden die Feinbetone mit einem B7 hergestellt gemäß [69] verglichen. Die Bewertung erfolgt auf dem „Performance based design“ Konzept, indem neuentwickelte Betone mit einem Referenzbeton verglichen werden. Sind die Ergebnisse gleichwertig bzw. besser, können die Feinbetone in die gleiche Expositionsklasse eingeordnet werden.

Während die untersuchten Feinbetone in Abbildung 4.16 eine annähernd gleiche Abwitterungsmasse wie die Referenzmischung TF10 haben, hat der UHPC die geringste Abwitterungsmasse von 13g/cm². Mit einer Abwitterungsmasse von 829g/cm² hat I007 die höchste Abwitterungsmasse. Alle Feinbetone haben eine leicht höhere Abwitterungsmasse als der Vergleichsbeton B7, trotzdem befinden sich alle Feinbetone deutlich unter der von [80] festgelegten Nachweisgrenze von 1500 g/m².

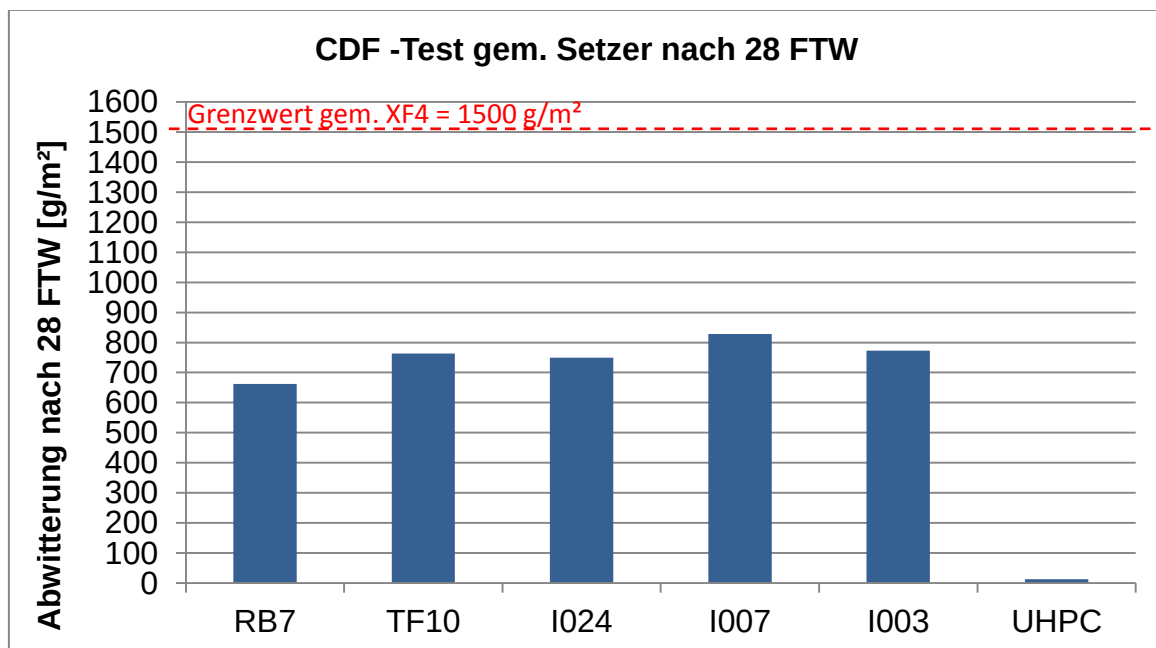


Abbildung 4.16: Ergebnisse der CDF-Tests

4.5 Einstufung der Feinbetone

Trotz einer höheren offenen Porosität der Mischung I024 im Vergleich zur Referenzmischung TF10 zeigt die I024 Mischung eine niedrigere Abwitterungsmasse von 750g/cm^2 . Damit liegt I024 unter der von [57] festgelegten Nachweisgrenze und kann dementsprechend in die höchste Expositionsklasse XF4 eingeordnet werden.

Nach Richtlinie [83] darf der Gesamtchloridgehalt in einer Tiefe von 8 bis 10mm nicht mehr als 0,6% der Zementmasse betragen. Auf die Betonmasse bezogen liegen die Mischung I024 und die UHPC Mischung deutlich im Anforderungsbereich für einen Instandsetzungsmörtel.

Zum Nachweis der beschleunigten Karbonatisierung über die Zeit wurde über die natürliche Karbonatisierungsrate K_{NAC} eine zu erwartende Karbonatisierungstiefe t_e (Tabelle 4.3 und Tabelle 4.4) nach Gleichung (4.3) für 50 Jahre abgeschätzt [109] und [75].

Bei Mischungen mit Flugasche (TF10) beträgt nach Gleichung (4.3) die Karbonatisierung 0,2 mm nach 50 Jahren, während die Karbonatisierungstiefe bei den Mischungen mit Hüttensand und Kalkstein D003 ca. 3,2 mm beträgt. Einen ähnlichen Karbonatisierungsfortschritt mit 3,4 mm hätte die Mischung I007. Wohingegen I024 eine ähnlich geringe Karbonatisierungstiefe von 0,3 mm wie die Referenzmischung TF10 nach 50 Jahren aufweist. Nach [75] werden Betone in der Schweiz bei einer Nutzungsdauer von 50 Jahren und mit einem $K_{\text{NAC}} \leq 5,0 \text{ mm}/\sqrt{\text{Jahr}}$ in die Expositionsklassen XC3 und XC4 eingeordnet. Da alle untersuchten Feinbetone deutlich unter dem in [75] angegebenen Grenzwert liegen, können die Feinbetone in die Expositionsklassen XC3 und XC4 eingestuft werden.

Für eine Abschätzung der Karbonatisierungstiefe nach zum Beispiel 50 oder 100 Jahren Lebensdauer wird auf die Vorgangsweise in den nationalen Anwendungsdokumenten der Schweizer Norm SN EN 206-1 [82] bzw. SIA 262/1 [75] verwiesen. Zugehörige Grenzwerte der maximal zulässigen Karbonatisierungsrate sind ebenfalls SN EN 206-1 [82] bzw. SIA 262/1 [75] zu entnehmen.

Ausgehend von einer Nutzungsdauer von 50 Jahren ergibt sich gem. ÖNORM EN 1992-1-1 [83] die Klasse S4 und somit für die Expositionsklasse XC3 eine Betonmindestüberdeckung von 25 mm und für XC4 von 30 mm. Die Grenzwerte gelten jedoch für Stahlbeton mit einem minimalen Größtkorn von $\geq 4 \text{ mm}$. Zum derzeitigen Stand der Technik gibt es noch keine

Richt- bzw. Grenzwerte für Feinbeton oder Mörtel und einem GK < 4mm mit textiler Verstärkung aus Carbon oder AR-Glas.

Unter Berücksichtigung, dass die Ergebnisse hinsichtlich der Einordnung in verschiedene Expositionsklassen unter Laborbedingungen und nicht unter natürlich klimatischen Bedingungen erzielt wurden, kann der Feinbeton I024 laut den Ergebnissen in Tabelle 4.4 als SpC 50/60/III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1 eingestuft werden.

Tabelle 4.4: Dauerhaftigkeitseigenschaften R4/XF4-Feinbetonmischung "IMBT" 024

		TF10	I024	I007	D003	UHP C
	Exposition	XC4/XF4				
GWP (Richtwert)	[kg CO ₂ /m ³]	249	205			
PE (Richtwert)	[MJ/m ³]	1372	1195			
Offene Porosität	[%]	13,7	16,9	14,4	17,5	3,4
Beschleunigte Karbonatisierungsrate nach 140 bzw. 280d; K _{ACC} ¹⁾	[mm/√d]	0,01	0,01	0,2	0,2	0,00 1
Karbonatisierungstiefe nach 50 Jahren	mm	0,2	0,3	3,4	3,2	0,03
Chloriddiffusionskoeffizient D _{nss} ²⁾	[m ² /s]	-	1,00e ⁻¹²	-	-	7,33 e ⁻¹²
Frostbeständigkeit CDF ³⁾	[g/m ²]	763	750	829	773	13
¹⁾ Karbonatisierungstiefen von TF10; Mischung UHPC und I024 für eine genaue Berechnung der Karbonatisierungsrate zu ungenau, daher Verlängerung der CO ₂ -Beanspruchung um weitere 140d ²⁾ Bestimmung nur von Probekörpern in ungerissenen Zustand ³⁾ zulässiger Grenzwert für XF4 ist eine maximale Abwitterungsmasse von 1500 g/m ²						

4.6 Umweltwirkungen

Die ökologische Bewertung wurde durchgeführt, indem zunächst die Umweltwirkungen GWP (global warming potential = Treibhauspotenzial bzw. CO₂-Äquivalent, kg CO₂/m³ Beton) und PE (primary energy input = Primärenergiebedarf, MJ/m³ Beton) für die einzelnen Ausgangsstoffe pro m³ Beton ermittelt wurden, siehe Tabelle 4.5. Dafür wurden, wie bereits im Projektbericht des ersten Jahres beschrieben (siehe [110] **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**), ökobilanzielle Kennwerte der Ausgangsstoffe herangezogen, die gemäß ISO 14040:2006 [84] im Rahmen einer Ökobilanzierung (LCA-life cycle assessment) berechnet wurden. In der Regel wurde auf Daten aus der Software SimaPro [85] auf Basis der Datenbank „Ecoinvent“ [86] zurückgegriffen, die auf österr. Verhältnisse angepasst wurden, siehe auch [111]. Zum Teil, was die Mahlenergien von Zement und Füllern betrifft,

wurden eigene Daten erhoben und modelliert [112]. In Tabelle 4.5 wird deutlich gemacht, welche Unterschiede die Stoffe in ihren Umweltwirkungen aufweisen und wie groß der Anteil des Mahlprozesses an den Umweltwirkungen ist. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Transport zum Verarbeitungsort des Betons für alle Stoffe etwa gleich viel ausmacht, sodass dieser Anteil zum weiteren Vergleich von Rezepturen nicht berücksichtigt wird.

Tabelle 4.5: Ökobilanzielle Kennwerte der Ausgangsstoffe

Ausgangsstoffe	GWP gesamt	Energie gesamt	GWP Mahlprozesse ***	Energie Mahlprozesse ***
	[kg CO ₂ /kg]	[MJ/kg]	[kg CO ₂ /kg]	[MJ/kg]
CEM I 52,5 R *	0,831	4,030	0,031	0,864
CEM II/A-M 42,5/CEM II/A-S 52,5 **	0,769	3,786	0,031	0,864
Dolomit-/Kalksteinmehl Feinheit d ₅₀ ≥ 30µm (Makro-Füller, modelliert für d ₅₀ = 30µm) *	0,013	0,385	0,009	0,090
Dolomit-/Kalksteinmehl Feinheit 5 ≤ d ₅₀ < 30µm (Eco-Füller, modelliert für d ₅₀ = 8,5µm) *	0,025	0,717	0,012	0,331
Dolomit-/Kalksteinmehl Feinheit d ₅₀ < 5µm (Mikrofüller, modelliert für d ₅₀ = 2,75µm) *	0,035	1,005	0,022	0,648
Hartgesteinsmehl Quarz, Basalt, Granit) d ₅₀ ≥ 30µm (Makro-Füller, modelliert für d ₅₀ = 30µm) *	0,023	0,852	0,014	0,126
Hartgesteinsmehl Quarz, Basalt, Granit) 5 ≤ d ₅₀ < 30µm (Eco-Füller, modelliert für d ₅₀ = 8,5µm) *	0,041	1,338	0,017	0,486
Hartgesteinsmehl d ₅₀ < 5µm (Mikrofüller, modelliert für d ₅₀ = 2,75µm) *	0,057	1,788	0,034	0,936
Flugaschen (FA) ohne Aufbereitung (Sekundärrohstoff)	0,000	0,000	[-]	[-]
AHWZ (aufbereiteter Sek. rohstoff Hüttensand/gemahlene FA)	0,017	0,486	0,017	0,486
Filterstäube (Gesteinsmehl)	0,000	0,000	[-]	[-]
Quarzsand *	0,010	0,552	[-]	[-]
Gesteinskörnungen rund *	0,002	0,058	[-]	[-]
Gesteinskörnungen gebrochen *	0,004	0,140	[-]	[-]
Wasser ab Verbraucher *	0,000	0,010	[-]	[-]
Fließmittel PCE [Schiessl]	0,944	29,150	[-]	[-]
Verflüssiger [Schiessl]	0,739	16,000	[-]	[-]
Luftporenbildner [Deutsche Bauchemie]	0,530	13,900	[-]	[-]
Erstarrungsbeschleuniger [Deutsche Bauchemie]	1,280	28,300	[-]	[-]
Fließmittel und Verflüssiger inkl. PCE [Deutsche Bauchemie]	1,840	30,830	[-]	[-]
Metakaolin (aufbereitet, getempert), Annahme 1/6 CEM I, 5 ≤ d ₅₀ < 30µm	0,14	0,67	wie CEM angenommen	wie CEM angenommen
Metakaolin (aufbereitet, getempert), Annahme 1/6 CEM I, d ₅₀ < 5 µm	0,156	1,12	0,048	1,314

Legende Literaturverweise: [Schiessl] = [113], [Deutsche Bauchemie] = [80]

Die „Öko-Performance“ jedes einzelnen Rezepts wurde beurteilt (siehe Abbildung 4.17 und Tabelle 4.6: Ökobilanzielle Kennwerte der untersuchten Betone, indem die Umweltwirkungen GWP und PE der Einzelstoffe entsprechend ihrer Anteile pro m³ Beton summiert wurden.

Tabelle 4.6: Ökobilanzielle Kennwerte der untersuchten Betone

		RB7	D003	I007	I024	UHPC
GWP	[kgCO ₂ /m ³]	342,1	409,4	338,1	469,2	633,9
PE	[MJ/m ³]	2126,2	2762,4	2580,2	3009	4594,6

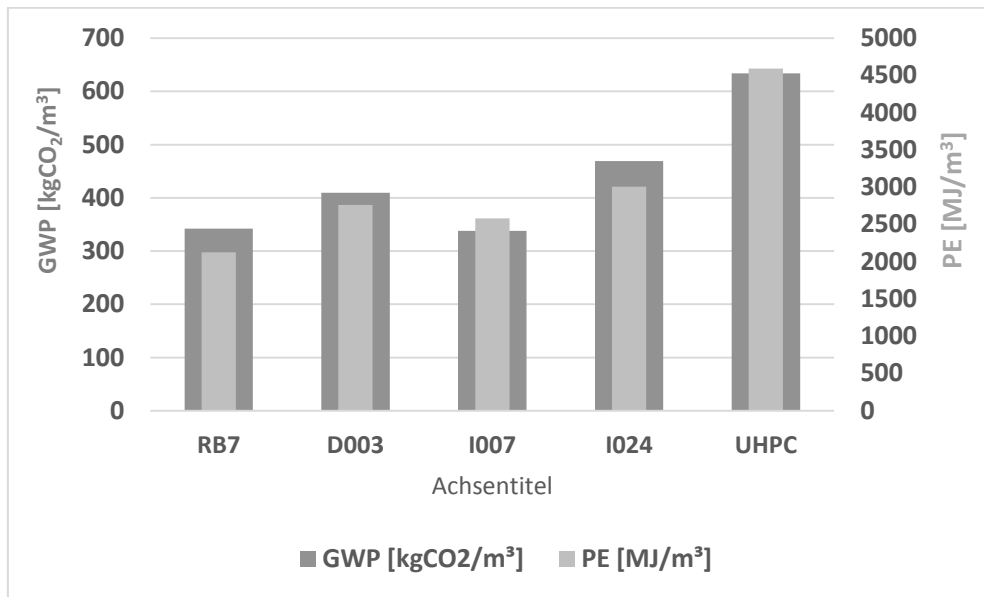


Abbildung 4.17: Ökologische-Bewertung der untersuchten Betone

Die Abbildung 4.17 gibt einen Überblick über die Performance der Feinbetonmischungen im Hinblick auf den ökologischen Impact im Vergleich zu einem Referenzbeton RB7 gleicher Dauerhaftigkeitsklasse (XC4/XF4). Sowohl die GWP-Auswertung als auch die PE-Auswertung der untersuchten Betone weist etwa höhere Werte wie der Referenzbeton RB7 auf.

5. VERBUND BESTAND- / NEUBETON

Die Tätigkeiten im Rahmen des Themas Verbund zwischen Bestand- und Neubeton umfassten die Haftzug-, Haftscherversuche sowie Untersuchungen zum Schwindverhalten der Betone. Weiters wurden auf Grundlage der ermittelten Schwindwerte und der österreichischen Wetterdaten FE-Simulationen zur Untersuchung des Risikos einer Delamination-/Schalenbildung der Textilbetonschicht durchgeführt.

5.1 Haftzugversuche

Die Probekörper für Haftzugversuche wurden nach den Vorgaben in DIN 1048 **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** vorbereitet. Sie wurden ebenso wie die Balken für die 3-Punkt-Biegezugversuche aus den hergestellten Platten entnommen. Für jede Betonsorte und jeden Textiltyp wurden vier Stempeln mit einem Durchmesser $d = 100$ mm an der Oberseite der Probekörper angebracht. Zwischen den Stempeln wurde ein Abstand von 60 mm eingehalten, um die gegenseitige Beeinflussung zu verhindern. Die Skizze und ein Bild der Versuchsdurchführung sind in Abbildung 5.1 dargestellt. Die Haftzugfestigkeit errechnet sich aus der gemessenen Höchstkraft bezogen auf die Stempelfläche und wurde in Tabelle 5.1 und Tabelle 5.2 präsentiert.

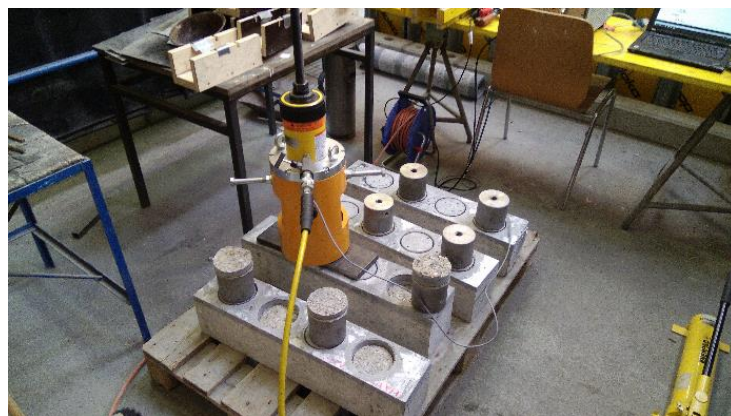
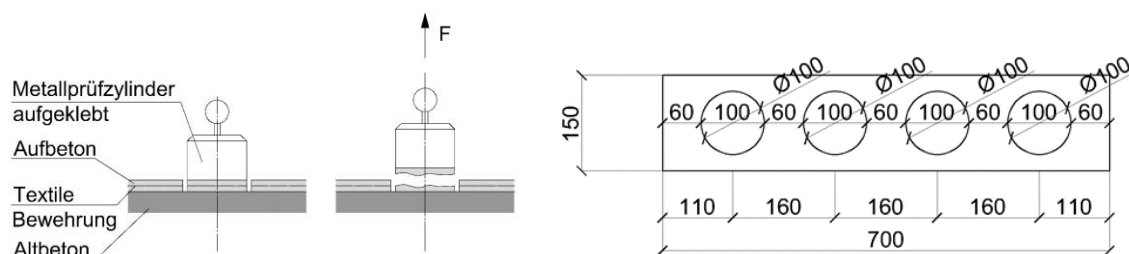


Abbildung 5.1: Skizze und Durchführung der Haftzugversuche

Tabelle 5.1: Ergebnisse der Haftzugversuche mit UHPC

Bezeichnung	Probenummer	Max. Kraft [kN]	Probediameter [mm]	Fläche [mm ²]	Haftzugspannung [N/mm ²]	Mittelwert	f _{ct} [N/mm ²]	Versagensebene
UHPC-HZ-AAE	1	12,61	100	7854,0	1,606	2,249	2,896	Altbeton/Verbundfuge
	2	18,54	100	7854,0	2,361			Altbeton
	3	17,70	100	7854,0	2,254			Altbeton
	4	21,80	100	7854,0	2,776			Altbeton
UHPC-HZ-AAS	1	24,08	100	7854,0	3,066	3,013	2,896	Altbeton/Verbundfuge
	2	22,28	100	7854,0	2,837			Altbeton
	3	24,30	100	7854,0	3,094			Altbeton
	4	24,00	100	7854,0	3,056			Altbeton
UHPC-HZ-CCE	1	24,01	100	7854,0	3,057	3,391	2,896	Altbeton
	2	28,72	100	7854,0	3,657			Altbeton
	3	24,70	100	7854,0	3,145			Altbeton
	4	29,10	100	7854,0	3,705			Altbeton
UHPC-HZ-CCS	1	25,87	100	7854,0	3,294	3,404	2,896	Altbeton
	2	21,06	100	7854,0	2,681			Altbeton
	3	29,40	100	7854,0	3,743			Altbeton
	4	30,60	100	7854,0	3,896			Altbeton

Tabelle 5.2: Ergebnisse der Haftzugversuche mit Feinbeton

Bezeichnung	Probe-nummer	Max. Kraft [kN]	Probediameter [mm]	Fläche [mm ²]	Haftzugspannung [N/mm ²]	Mittelwert	f _{ct} [N/mm ²]	Versagensebene
FEIN-HZ-AAE	1	20,90	100	7854,0	2,661	2,031	2,896	Altbeton/Verbundfuge
	2	13,40	100	7854,0	1,706			Verbundfuge
	3	15,60	100	7854,0	1,986			Verbundfuge
	4	13,90	100	7854,0	1,770			Verbundfuge/Textilebene
FEIN-HZ-AAS	1	12,60	100	7854,0	1,604	1,426	2,896	Verbundfuge
	2	9,00	100	7854,0	1,146			Verbundfuge
	3	9,40	100	7854,0	1,197			Verbundfuge
	4	13,80	100	7854,0	1,757			Verbundfuge
FEIN-HZ-CCE	1	9,20	100	7854,0	1,171	1,031	2,896	Verbundfuge
	2	8,20	100	7854,0	1,044			Textilebene/Verbundfuge
	3	4,80	100	7854,0	0,611			Textilebene
	4	10,20	100	7854,0	1,299			Textilebene/Verbundfuge
FEIN-HZ-CCS	1	11,20	100	7854,0	1,426	1,897	2,896	Altbeton/Verbundfuge
	2	22,80	100	7854,0	2,903			Textilebene/Verbundfuge
	3	13,50	100	7854,0	1,719			Verbundfuge
	4	12,10	100	7854,0	1,541			Verbundfuge

Die Ergebnisse von Untersuchungen zeigen, dass die Haftzugfestigkeit der Proben mit UHPC im Mittelwert bei 3,01 MPa lag, und somit fast 2-mal größer als bei Proben mit Feinbeton ist. Das Versagen fand meistens im Altbeton statt, da die Zugfestigkeit des Altbetons ($f_{ct} = 2,9 \text{ MPa}$) geringer als die über die Fuge übertragbare Kraft ist. Die Haftzugfestigkeit des Feinbetons liegt im Mittel bei 1,73 MPa, da fand das Versagen meist in der Fuge statt. Bei den Proben mit Carbon+EP-Textilgelege wurde ein Versagen meist in der Textilebene festgestellt. Die Tabelle 5.3 beinhaltet die Gesamtergebnisse der Haftzugprüfungen.

Tabelle 5.3: Gesamtergebnisse der Haftzugversuche

Textiltyp	Typ des Betons			
	UHPC		Feinbeton	
	$f_{at} \text{ [MPa]}$	Versagensebene	$f_{at} \text{ [MPa]}$	Versagensebene
Carbon+SBR	3,41	Altbeton	1,89	Verbundfuge
Carbon+EP	3,39	Altbeton	1,03	Textilebene
AR-Glas+SBR	3,01	Altbeton	1,43	Verbundfuge
AR-Glas+EP	2,25	Altbeton	2,03	Verbundfuge
Mittelwert	3,01	-	1,73	-

Beide Betontypen entsprechen den Anforderungen der Normen [38] und der Richtlinie [40] für die Haftzugfestigkeitswerte für Instandsetzungsmörtel bzw. –betone der Klasse R4 ($> 1,5 \text{ MPa}$). Eine besondere Aufmerksamkeit muss auf die Ausführung der Sprühmaßnahmen des Feinbetons gelegt werden, da nicht homogene Betonschichten geringere Haftzugfestigkeiten zur Folge haben.

In den Abbildung 5.2 und Abbildung 5.3 sind einige Versagensbereich der Haftzugversuche mit Feinbeton bzw. der Haftzugversuche mit UHPC in Abbildung 5.4 und Abbildung 5.5 dargestellt.

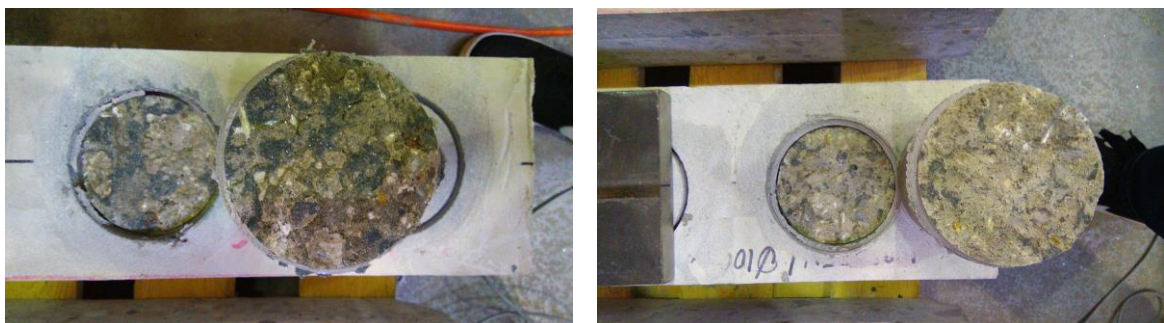


Abbildung 5.2: Versagensbereiche der Haftzugversuche bei Verwendung von Feinbeton mit AR-Glas+EP (links) und mit AR-Glas+SBR (rechts)



Abbildung 5.3: Versagensbereiche der Haftzugversuche bei Verwendung von Feinbeton mit Carbon+EP (links) und mit Carbon+SBR (rechts)

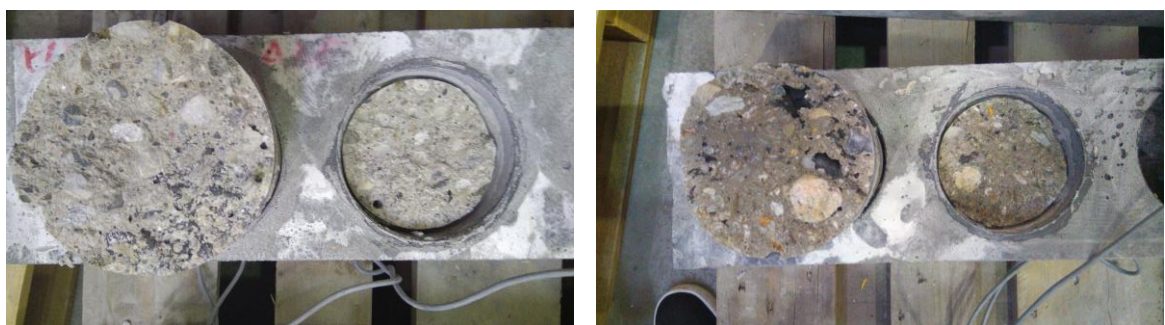


Abbildung 5.4: Versagensbereiche der Haftzugversuche bei Verwendung von UHPC mit AR-Glas+EP (links) und mit AR-Glas+SBR (rechts)

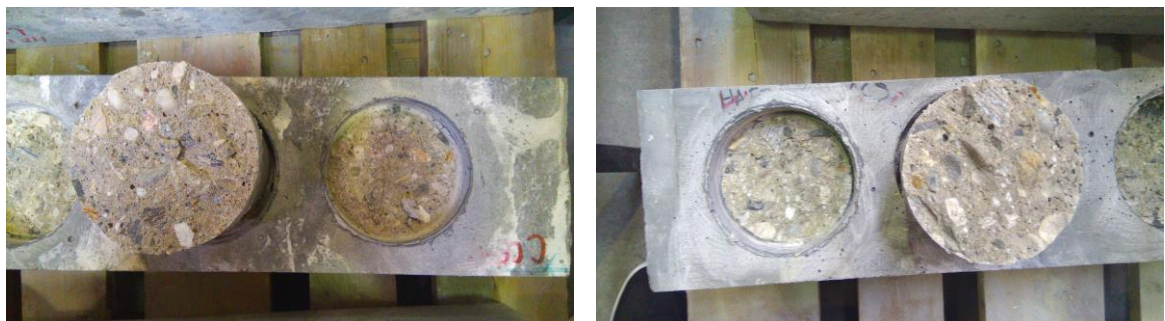


Abbildung 5.5: Versagensbereiche der Haftzugversuche bei Verwendung von UHPC mit Carbon+EP (links) und mit Carbon+SBR (rechts)

5.2 Haftscherversuche

Wegen der Bedeutung der Betonschubfuge für die Verstärkung und Instandsetzung der Stahlbetonbauteile ist es von besonderem Interesse, die Schubspannungen für den Bereich der Fugen zu ermitteln. Ziel der in der Abbildung 5.6 dargestellten Versuche war es, möglichst reine Schubspannungen in der Verbundfuge zu erzeugen, um genauere Aussagen über die Schubtragfähigkeit der Fuge treffen zu können. Um dieses Ziel zu erreichen,

wurden die Proben mittels geeigneter Druckversuche gemäß Verfahren [77] getestet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.4 und Tabelle 5.5 vorgestellt.

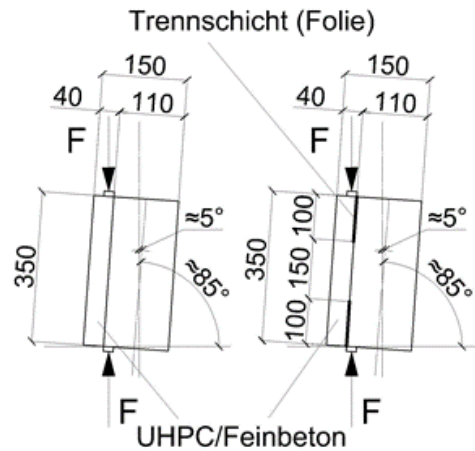


Abbildung 5.6: Skizze und Durchführung der Haftscherversuche

Tabelle 5.4: Ergebnisse der Haftscherversuche von UHPC und Bestandbeton

No	Bezeichnung	Maximal kraft, [kN]	Breite, [mm]	Verbundlänge, [mm]	Verbundfläche, [mm²]	Verbundspannung, τ , [N/mm²]	Mittelwert, τ , [N/mm²]	Bruchebene
1	HS-UHPC-35-1	238,2	154	350	53900	4,42	4,41	Altbeton/Verbundfuge
2	HS-UHPC-35-2	234,5	152	350	53200	4,41		Altbeton/Verbundfuge
3	HS-UHPC-35-3	232,7	151	350	52850	4,40		Altbeton/Verbundfuge
4	HS-UHPC-15-1	158,1	156	150	23400	6,76	6,60	Altbeton
5	HS-UHPC-15-2	152,8	156	150	23400	6,53		Altbeton
6	HS-UHPC-15-3	152,7	156	150	23400	6,53		Verbundfuge

Tabelle 5.5: Ergebnisse der Haftscherversuche von Feinbeton und Bestandbeton

Nº	Bezeichnung	Maximalkraft, [kN]	Breite, [mm]	Verbundlänge, [mm]	Verbundfläche, [mm²]	Verbundspannung, τ , [N/mm²]	Mittelwert, τ , [N/mm²]	Bruchebene
1	HS-FEIN-35-1	183,2	156	350	54600	3,36	3,52	Bruch der Aufbetonschicht/Verbundfuge
2	HS-FEIN-35-2	200,3	156	350	54600	3,67		Verbundfuge
3	HS-FEIN-35-3	189,7	154	350	53900	3,52		Verbundfuge/Aufbetonschicht
4	HS-FEIN-15-1	99,0	155	150	23250	4,26	4,17	Verbundfuge
5	HS-FEIN-15-2	99,3	154	150	23100	4,30		Verbundfuge
6	HS-FEIN-15-3	86,3	146	150	21900	3,94		Verbundfuge

Das Versagen trat beim Großteil der Probekörper in der Verbundfuge auf. Die Ergebnisse zeigen einen Unterschied zwischen den ermittelten Schubspannungen in 15 und 35 cm langen Verbundfugen (6,6 gegenüber 4,41 MPa für UHPC und 4,17 gegenüber 3,51 MPa für Feinbeton). Der Grund dafür liegt in den deutlich größeren Spannungskonzentrationen in den Randzonen der Verbundfuge. Daher eignen sich die Ergebnisse der 35 cm langen Proben besser für die Nachrechnung in den anschließenden FE-Simulationen. Die Abbildung 5.7 und Abbildung 5.8 zeigen beispielhaft die Versagensflächen.



Abbildung 5.7: Beispiel für den Bruch in der Fuge der Probe HS-UHPC-35-2



Abbildung 5.8: Beispiel für den Bruch in der Fuge/Aufbetonschicht der Probe HS-FEIN-35-3

5.3 FE-Simulationen bzg. Schwinden und Temperaturänderungen

Für die Bewertung der Dauerhaftigkeit der Verbundfuge zwischen Alt- und Textilbeton infolge Temperaturveränderungen und Schwinden waren zusätzliche FE-Simulationen notwendig. Für die Berechnung wurde ein bestehendes Bauteil mit den Abmessungen von 4,0 x 2,0 x 0,5m mit einer Aufbetonschicht von 15 – 50 mm modelliert, wie in der Abbildung 5.9 dargestellt. Als Eingangsdaten wurden die Wetterdaten aus den Wetterstationen in Österreich (Linz, Wien, Innsbruck) verwendet.

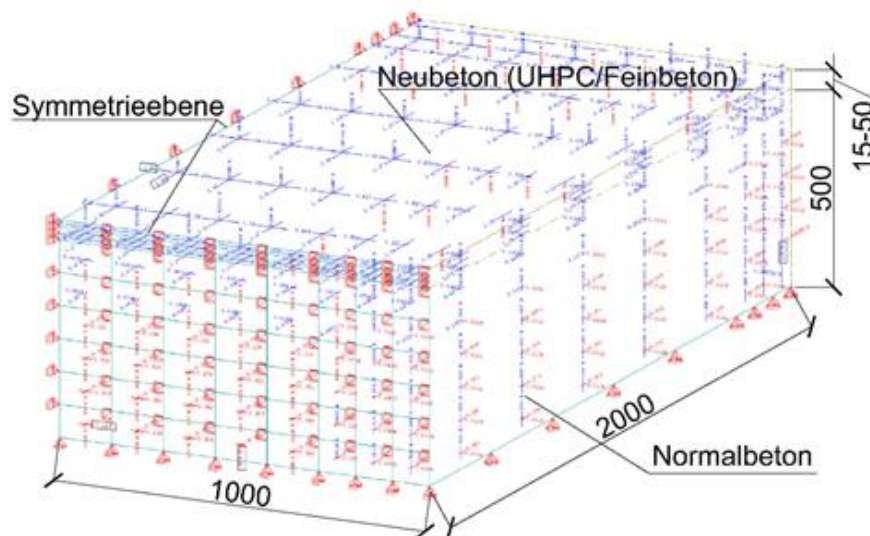


Abbildung 5.9: Modell für FE-Simulationen

Mithilfe des Softwarepakets SOFISTIK und des darin diskret abgebildeten FE-Modells wurden die Spannungen parallel und orthogonal zur Verbundfuge infolge der Temperatureinwirkung ermittelt. Die Simulationen haben gezeigt, dass die Haftzugfestigkeit und Haftscherfestigkeit nicht überschritten wurden. Die Werte für den UHPC betragen 1,7 bzw. 1,8 MPa für x- und y-Richtung (Haftscherspannungen) und 0,6 MPa für z-Richtung (Haftzugspannung). Für den Feinbeton sind die Ergebnisse etwas geringer mit 1,1 und 1,2 MPa sowie 0,3 MPa entsprechend x-, y- und z-Richtungen. Daraus kann abgeleitet werden, dass die Wahrscheinlichkeit des Verbundversagens zwischen Alt- und Neubeton infolge Temperatureinwirkungen als gering eingestuft werden kann. Weitere FE-Untersuchungen wurden bezüglich des Schwindens implementiert. Die Ergebnisse der linear-elastischen und nicht-linearen (M4L Subroutine) Berechnung zeigen, dass infolge des Schwindens die neue Betonlage gerissen ist. Entsprechende Rissbreiten liegen deutlich unterhalb 0,1 mm (0,02 mm maximale Breite für UHPC und 0,025 mm für Feinbeton). Somit ist die Anforderung von Wassereindringwiderstand des Textilbetons erfüllt.

Die Rissbreitenaufnahmen 28-Tage nach der Instandsetzungsmaßnahme des Brückenwiderlagers bestätigen dies (siehe Abbildung 6.21). Die größte gemessene Rissbreite beträgt 0,1 mm, und zwar im Instandsetzungsbereich, in welchem wegen des Bewehrungsaustauschs die Spritzbetondicke 12-14 cm beträgt und somit etwa dreifach größer als die simulierte Neubetondicke ist. Die übrigen Rissbreiten liegen deutlich unterhalb von 0,1 mm.

6. GROSSVERSUCHE

6.1 Instandsetzung von Teilflächen mit Textil-Feinbeton am Brückenbauwerk E32 Gabersdorf

6.1.1 Bestandssituation und Sanierungsvorschlag

Im Rahmen des RetroTec-Pilot-Projektes wurden im AP7 Großversuche zur Instandsetzung mittels Textilbeton vorgenommen. Nach der Analyse von den Bestandsunterlagen wurden die Brückenschäden vor Ort durch die Auftraggeber ASFINAG, dem ausführenden Unternehmen der Sanierung (Fa. STRABAG) und dem Projektpartner IMBT (Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie mit TVFA) beurteilt und eine Instandsetzung geplant. Dabei wurde beschlossen, dass die Sanierungsflächen 1 und 2 (siehe Abbildung 6.1, Abbildung 6.2, Abbildung 6.3, Abbildung 6.4, Abbildung 6.5 und Abbildung 6.6) großflächig mit Spritzmörtel SpC50/60/III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1 instandgesetzt werden sollten. Der grün schraffierte Bereich (siehe Abbildung 6.1, Abbildung 6.3 und Abbildung 6.6) markiert die Flächen, die für die Instandsetzung mit Textilbeton ausgewählt wurde. Die Sanierungsfläche 2 befindet sich angrenzend an die Sanierungsfläche 1.

Sanierungsfläche 1

Im Bereich der Sanierungsfläche 1 beträgt die beschädigte Fläche (Abbildung 6.1) ca. 6 m² und weist eine Betonschädigung infolge einer Frostauszugs-Beanspruchung auf. Am Übergang zur Sanierungsfläche 2 befindet sich ein durchgehender Riss, deren Abplatzung infolge der Korrosion der Stahlbewehrung entstanden ist.

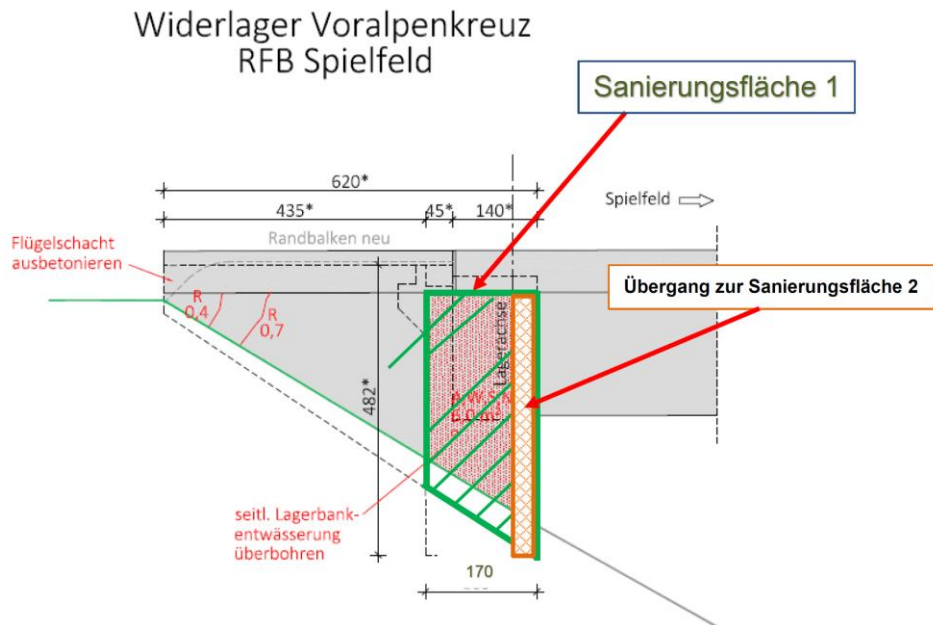


Abbildung 6.1: Sanierungsfläche 1 - Auszug aus dem Plan: Sanierung Objekt E32 Gabersdorf

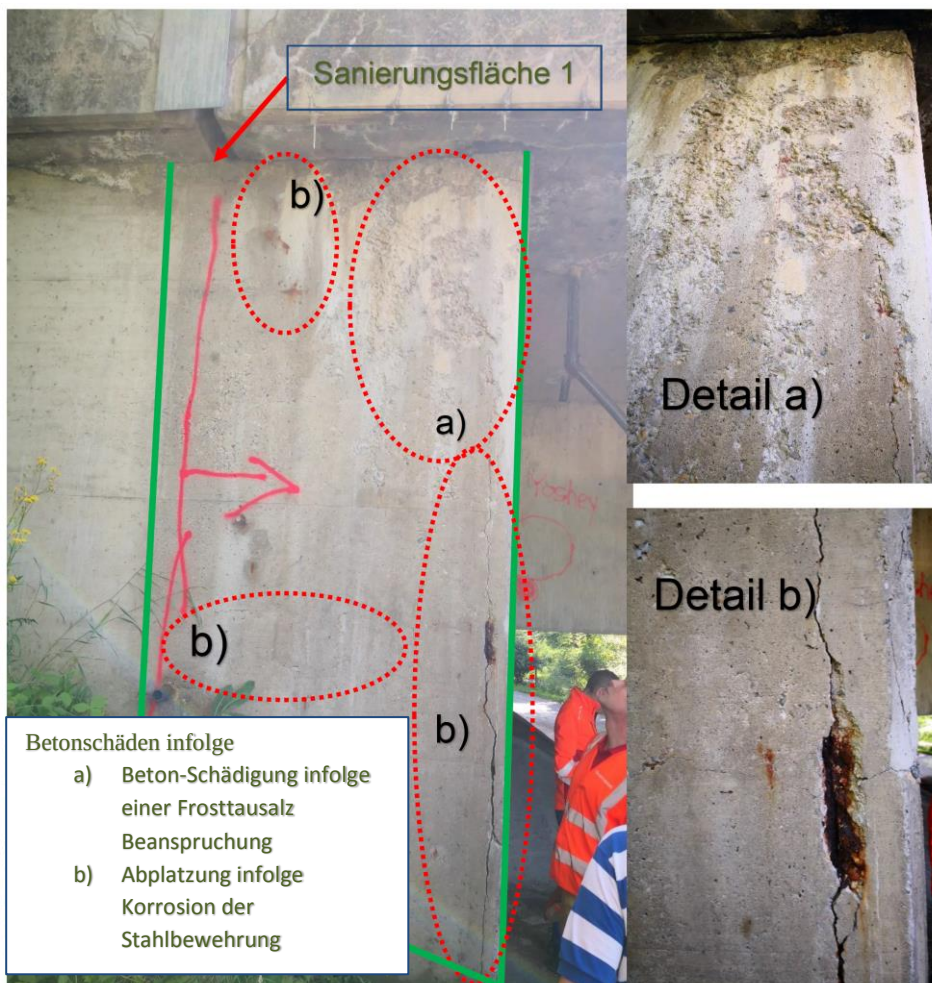


Abbildung 6.2: Seitenansicht der Sanierungsfläche 1

Sanierungsfläche 2

Im Bereich der Sanierungsfläche 2 beträgt die beschädigte Fläche (siehe Abbildung 6.3) ca. 4 m². Die Sanierungsfläche 2 weist mehrere Risse auf, die infolge der Korrosion der Stahlbewehrung entstanden sind.

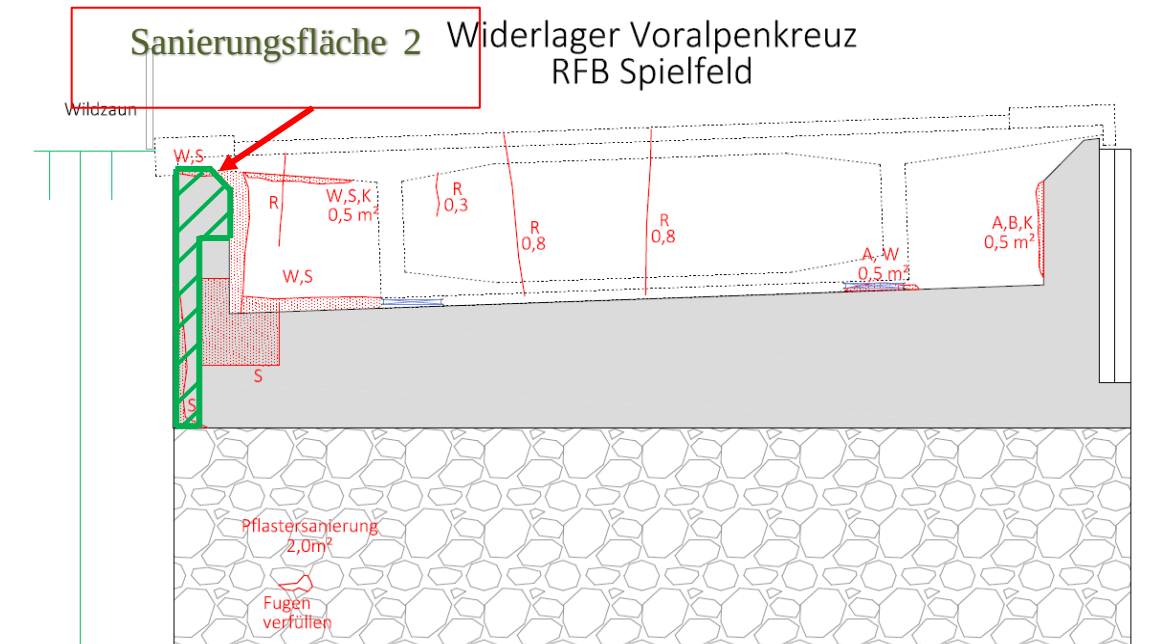


Abbildung 6.3: Sanierungsfläche 2 - Auszug aus dem Plan: Sanierung Objekt E32 Gabersdorf

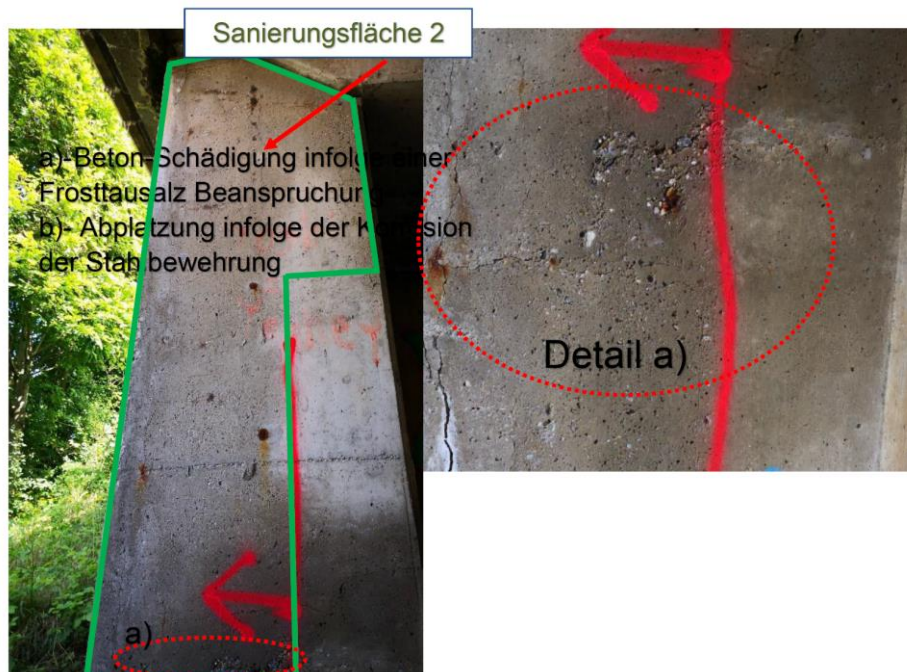


Abbildung 6.4: Ansicht der Sanierungsfläche 2



Abbildung 6.5: Übergang von Sanierungsfläche 1 zu Sanierungsfläche 2

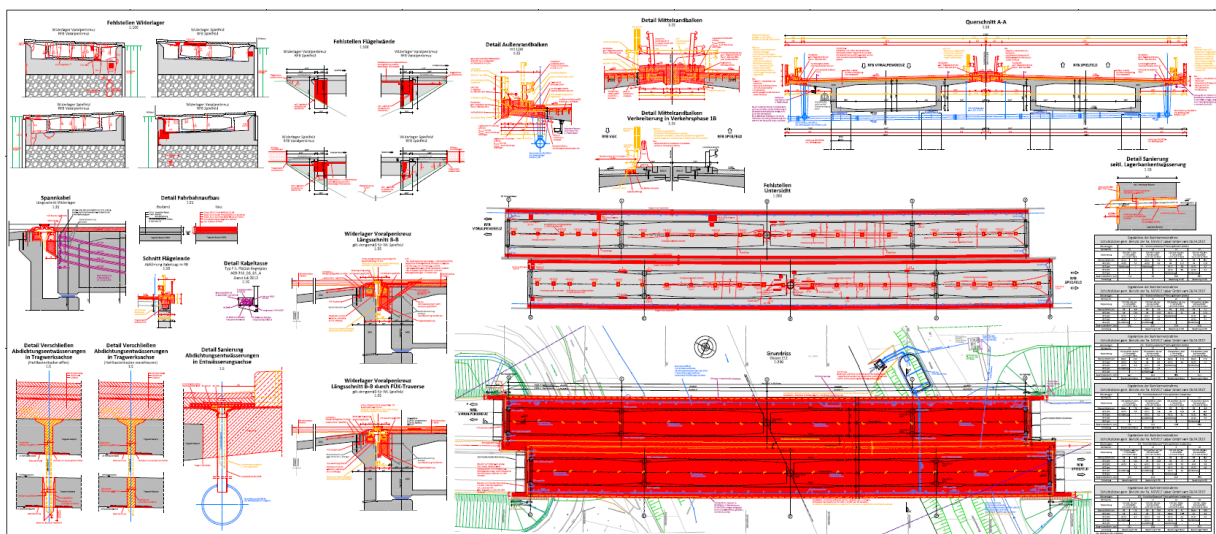


Abbildung 6.6: Sanierungsfläche 1 und 2 (mit grün markiert) - Plan: Sanierung Brückenbauwerk E32 Gabersdorf

6.1.2 Durchführung der Betoninstandsetzung mittels Textilbeton

Die Materialien bzw. die notwendigen Mengen für die Herstellung des Instandsetzungsmörtels für die beiden vorgeschlagenen Sanierungsflächen wurden vom IMBT bestellt. Eine vorgemischte Trockenmischung wurde seitens des Projektpartners (IMBT) trocken gemischt und anschließend dem ausführenden Unternehmen (STRABAG) zur Verfügung gestellt.

Sprühgerät

Die Sprüharbeiten der IMBT-Mischung wurden mit einem Sprühgerät MAI@2PUMPLYRA-P/N 158838 der Fa. MAI – bestehend aus Aufgabetrichter und Pumpeneinheit mit Schneckenpumpe, sowie Förderschlauch und Sprüheinheit – durchgeführt (vgl. Abbildung 6.7).

Die Verarbeitung war durchaus „sehr gut“ und die Mischung konnte ca. 1 h lang mit einer 10 mm-Düse und mit ca. 3,5 bar Pumpendruck gesprüht werden. Die Feinbetonschicht war sehr gleichmäßig. Es kam zu keinem Nachsetzen oder Abfließen des Feinbetons von der senkrechten Probefläche. Sowohl Einarbeitung und Nachglättung verlief optimal.

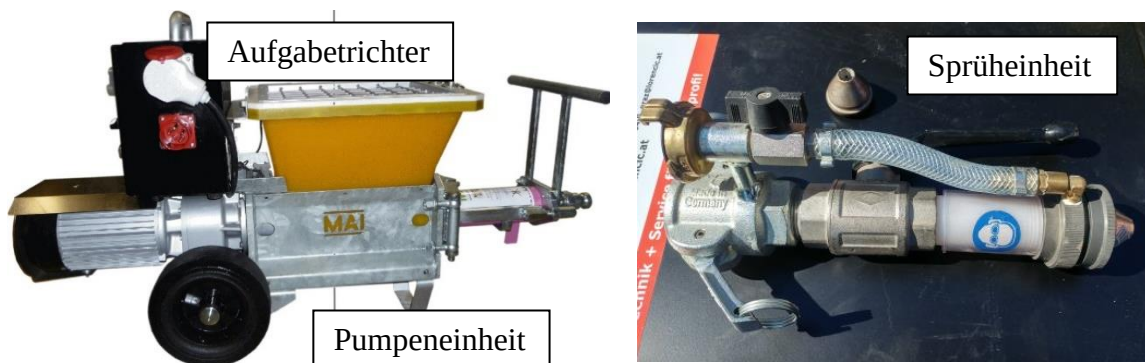


Abbildung 6.7: Sprühgerät MAI@2PUMPLYRA-P/N 158838 der Fa. MAI

Ausgewählte Spritzfeinbeton-Mischung für die Instandsetzung

Tabelle 6.1 zeigt die Rezepturzusammensetzung, die Frisch- und Festbetoneigenschaften des Feinbetons, der für die Ausführung bzw. Sanierung als Spritzfeinbeton SpC 50/60/III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1 eingesetzt wurde. Als textile Bewehrung ist ein Carbongelege mit Epoxidharztränkung Solidian GRID Q85/85-CCE-21 für die Sanierungsflächen 1 und 2 zur Anwendung gekommen.

Tabelle 6.1: Rezepturzusammensetzung, Frisch- und Festbetoneigenschaften des Spritzfeinbetons

I024

Bestandteile		Feinbeton I024
CEM I 52,5 R ($d_{50} = 8,90 \mu\text{m}$)	kg/m ³	541
AHWZ Hüttensand ($d_{50} = 10,70 \mu\text{m}$)	kg/m ³	194
Kalksteinmehl ($d_{50} = 1,10 \mu\text{m}$)	kg/m ³	41

Mikrosilika	kg/m ³	58
Zugabe-Wasser	kg/m ³	281
Quarzsand 0,06-0,25 mm	kg/m ³	265
Quarz 0,1-0,4 mm	kg/m ³	308
Quarz 0,3-1,0 mm	kg/m ³	506
Gesamtwasser	kg/m ³	283
Fließmittel (PCE)	kg/m ³	1,7
Ausbreitmaß nach 15 Min	mm	175
W/B	-	0,42
Druckfestigkeit (1d)	N/mm ²	33,4
Druckfestigkeit (28d)	N/mm ²	77,3

Instandsetzungsablauf

Beim Einbringen des Textils wurden zwei Varianten getestet bzw. durchgeführt. Im Bereich 1 (siehe Abbildung 6.9) wurde mittels spezieller Abstandhalter auf die zu sanierende Fläche die Textilgelege angebracht und dann der Feinbeton „durch-gesprüht“. In den Bereichen zwei bis vier wurde zunächst eine Feinbetonschicht aufgesprüht und dann das Textil eingearbeitet und anschließend eine weitere Feinbetonschicht aufgetragen und abgezogen. Die einzelnen Bereiche beziehen sich auf die Größe des Textils mit Übergreifung. Werden mehrere Textilbahnen nebeneinander verlegt, so sind Übergreifungsstöße auszuführen. Die Breite der Übergreifung hängt vom verwendeten Textil und der Schichtdicke der Instandsetzungsschicht ab und sollte bei dieser rissüberbrückenden Wirkung im Minimum 16 cm betragen.

Der genaue Instandsetzungsablauf für die Sanierung der geschädigten Flächen des Brückenbauwerks E32 Gabersdorf wurde in Abbildung 6.8 dargestellt und wurde nach den folgenden Punkten durchgeführt:

- Ränder der zu behandelnden Flächen vorschneiden (ca. 2cm)
- Betonabtrag bis gesunder Beton vorgefunden wurde (Korngerüst des gesunden Kernbetons freilegen), Bewehrung bis zu einem Chloridgehalt > 1,0 M % freigelegt, (siehe auch Abbildung 6.9)
- Abtrags-Fläche wurde mittels WDS nachgestrahlt (siehe Abbildung 6.11)

- stark korrodierte Bewehrung wurde durch neue Bewehrungsstäbe ersetzt (siehe auch Abbildung 6.10)
- freigelegte Bewehrung wurde entrostet (Sandstrahlen Sa 2 1/2) (siehe Abbildung 6.12)
- Untergrund wurde mindestens 24 Stunden vorgehässelt bis die Betonoberfläche matt feucht war
- Die Carbon-Textilien mit Epoxidharztränkung solidian GRID Q85/85-CCE-21 wurden im Bereich 1 (siehe Abbildung 6.13) mittels spezieller Abstandhalter DÜNA Fassadendübel mit Abstand (Typ M) befestigt (Gesamtlänge der Dübel variiert zwischen 55 und 95 mm) über der zu sanierenden Fläche
- Instandsetzungsmörtel als Ausgleichmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, Dicke (c) =3 bis 8 cm im Bereich 1 bis 4 wurde aufgesprüht bis alle Fehlstellen auf der gleichen Ebene mit dem gesunden Beton waren (siehe Abbildung 6.14)
- Es folgte eine zweistündige Wartezeit bis der Erstarrungsbeginn (Anziehen) des Instandsetzungsmörtels eintrat
- Instandsetzungsmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, c=1,5 cm im Bereich 1 wurde aufgesprüht (siehe Abbildung 6.15)
- Instandsetzungsmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, c=0,5 cm im Bereich 2 wurde aufgesprüht
- Carbon-Textilien mit Epoxidharztränkung solidian GRID Q85/85-CCE-21 wurden durch Laminieren im Bereich 2 eingebracht
- Instandsetzungsmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, c=1,5 cm im Bereich 2 wurde aufgesprüht
- Instandsetzungsmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, c=0,5 cm im Bereich 3 wurde aufgesprüht (Abbildung 9)
- Carbon-Textilien mit Epoxidharztränkung solidian GRID Q85/85-CCE-21 durch Laminieren im Bereich 3 einbringen
- Instandsetzungsmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, c=1,5 cm im Bereich 3 wurde aufgesprüht (siehe Abbildung 6.16)

- Instandsetzungsmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, c=0,5 cm im Bereich 4 wurde aufgesprüht (Abbildung 6.17)
- Carbon-Textilien mit Epoxidharztränkung solidian GRID Q85/85-CCE-21 durch Laminieren im Bereich 4 einbringen
- Instandsetzungsmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, c=1,5 cm im Bereich 4 wurde aufgesprüht
- Instandsetzungsmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1, c=0,2 cm wurde auf die ganze Fläche aufgesprüht und die Oberfläche geglättet bzw. abgezogen (siehe Abbildung 6.17)
- Es folgte die Nachbehandlung der sanierten Oberflächen, d.h. Abdecken mit Folie für den Zeitraum von 3 Tagen (siehe Abbildung 6.18)

Für die großflächige, rissüberbrückende Instandsetzung der Sanierungsflächen 1 und 2 wurde der im Projekt entwickelte Spritzfeinbeton SpC 50/60/III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1 (siehe Tabelle 6.1) verwendet.

Der Spritzfeinbeton wurde in 3 Lagen aufgesprüht. Die erste Lage des Instandsetzungsmörtels diente als Ausgleichmörtel SpC 50/60 /III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1 und wurde in den Bereichen 1 bis 4 mit c=3 bis 8 cm aufgesprüht bis alle Fehlstellen auf der gleichen Ebene mit dem gesunden Beton waren. In weiterer Folge wurden noch zwei weitere Lagen des Spritzfeinbetons (0,5 bzw. 1,5 cm) aufgesprüht. Zwischen den zwei Lagen Feinbeton SpC 25/30/III/XC4/XF4/HZ1,5/GK1 wurde die Lage Carbon-Textil mit Epoxidharztränkung solidian GRID Q85/85-CCE-21 eingelegt.

Der Eckübergang (siehe Abbildung 6.13) von Sanierungsfläche 1 zu Sanierungsfläche 2 wurde mit einem Carbonkanttextil mit Epoxidharztränkung solidian GRID Q85/85-CCE-21 im Winkel von 90° verbunden und mit den Carbontextilgelegen mit Epoxidharztränkung solidian GRID Q85/85-CCE-21 von der jeweiligen Sanierungsfläche 16 cm überlappt. Die Textilgelege wurden nebeneinander verlegt und so wurden Übergreifungsstöße ausgeführt. Die Breite der Übergreifung hängt vom verwendeten Textil und der Schichtdicke der Instandsetzungsschicht ab und beträgt bei dieser rein rissüberbrückenden Wirkung 16 cm.

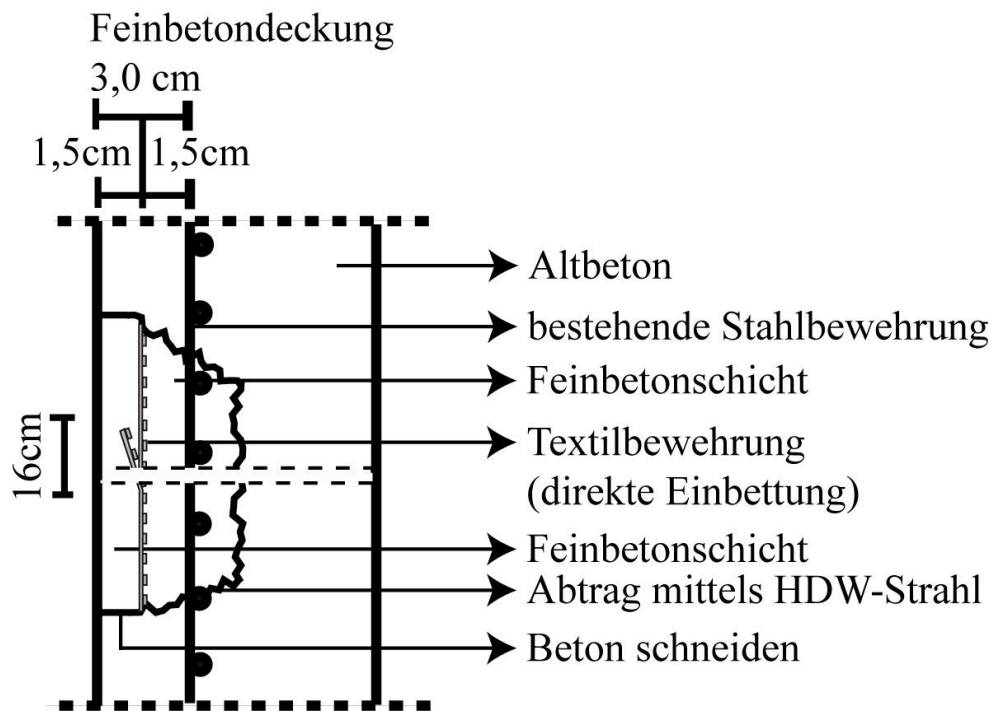


Abbildung 6.8: Prinzip einer Betoninstandsetzung mit Textilbeton und einer Lage Carbon-Textil solidian GRID Q85/85-CCE-21



Abbildung 6.9: Vorbereiten der Sanierungsflächen durch Entfernen (Stemmen) des beschädigten Betons

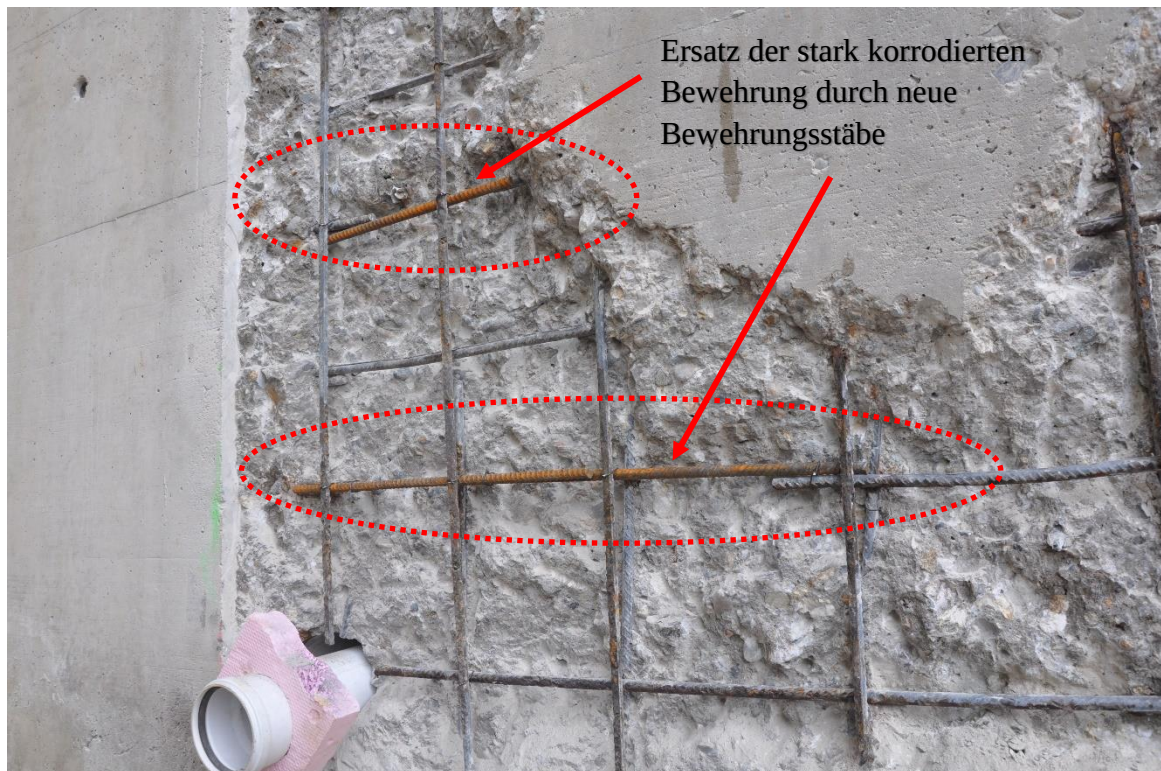


Abbildung 6.10: Ersatz der stark korrodierten Bewehrung durch neue Bewehrungsstäbe



Abbildung 6.11: Vorbereiten der Sanierungsflächen durch Wasserstrahlung bei 2500 bar



Abbildung 6.12: Entrosten der Bewehrung durch Sandstrahlen



Abbildung 6.13: Anbringen des Textils mittels spezieller Abstandhalter DÜNA Fassadendübel mit Abstand (Typ M)



Abbildung 6.14: Foto- Sprühen des Feinbetons bzw. Füllen der Hohlstellen (etwa 8 cm hinter das Textilgelege) durch die die textile Bewehrung



Abbildung 6.15: Füllen der Hohlstellen (2 Stunden Wartezeit nach Sprühen dieser Schicht)



Abbildung 6.16: Einbringen der Textilien durch Laminieren und Sprühen der zweiten Feinbetonschicht (1,5 cm)



Abbildung 6.17: Sprühen einer dünnen Schicht Feinbeton (links) und Glätten von Oberflächen (rechts)



Abbildung 6.18: Nachbehandlung der sanierten Flächen durch Abdecken mit Folie für den Zeitraum von 3 Tagen.



Abbildung 6.19: Sanierte Flächen nach 28 Tagen

6.1.3 Bestandssituation der sanierten Fläche

28 Tage nach Instandsetzungsmaßnahme wurde die Bestandssituation der sanierten Fläche aufgenommen. Neben der Oberfläche allg. wurde vor allem die Lage der Risse, Rissabstände und –breite dokumentiert. Die Lage der Risse auf der jeweiligen Sanierungsfläche wurde mittels Rastermessung in horizontaler und vertikaler Richtung durchgeführt. Auf dieser Weise wurden auch die Rissabstände bestimmt. Die Rissbreite wurde mittels Risslupe gemessen und zwecks Dokumentation mit Risskarte protokolliert. In der Abbildung 6.20 und Abbildung 6.21 sind die Rissbreiteaufnahmen und -dokumentation dargestellt.

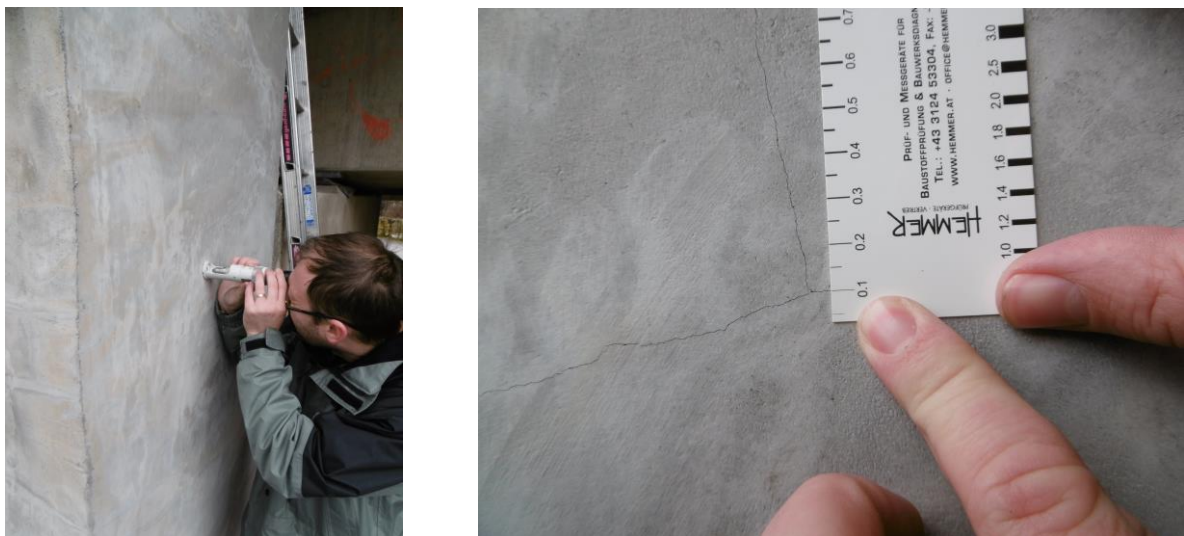


Abbildung 6.20: Aufnahme der Rissbreiten

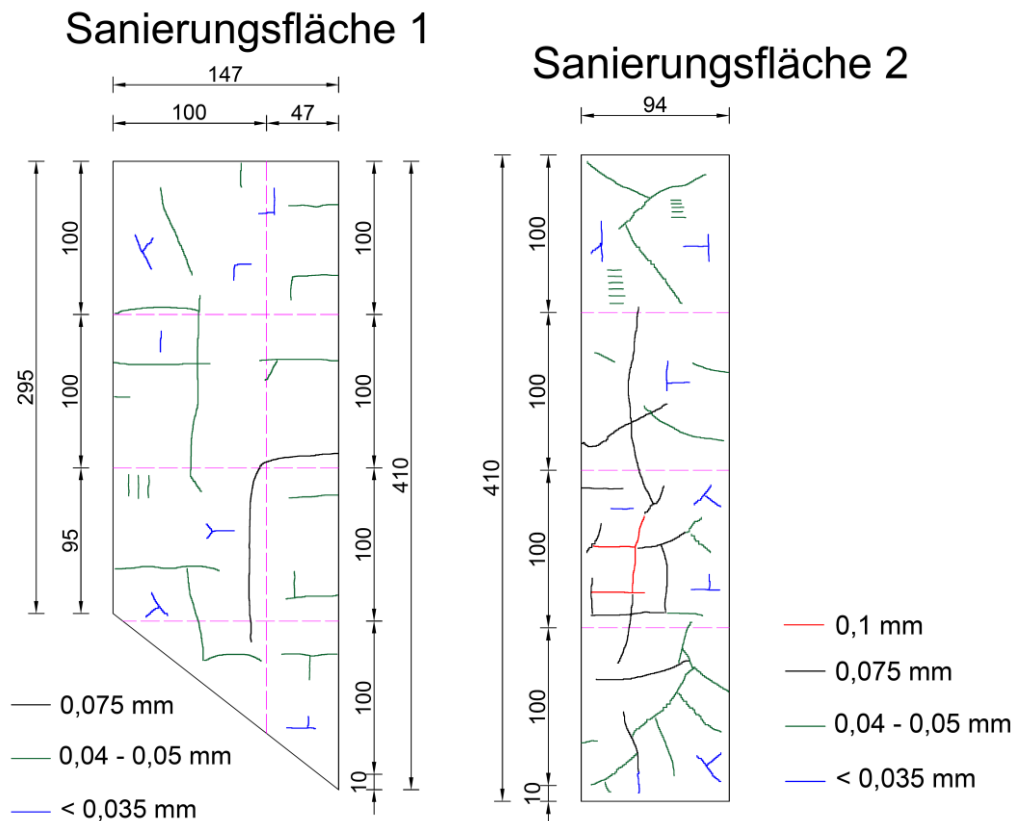


Abbildung 6.21: Dokumentation der Rissbreiten

6.2 Konstruktive Verstärkung von Mittelstützen mit Textilbeton

6.2.1 Versuchsdurchführung

Bei dieser Verstärkungsmaßnahme mit Textilbeton wurde der entwickelte UHPC eingesetzt. Hierzu wurden zwei Betonstützen aus Normalbeton der Klasse C16/20 mit $\varnothing 400$ mm hergestellt. Danach erfolgte die Abtragung der äußeren Schicht mittels Hochdruckwasserstrahlen einer der beiden Stützen. Anschließend wurde um die Stütze eine in Styrol-Butadien getränkte Carbon-Gelege (Solidian GRID Q45/45-CCS-20) vierlagig angebracht und mit 30 mm UHPC vergossen. In der Abbildung 6.22 sind die Details der beiden Stützen vorgestellt, in der Abbildung 6.23 und Abbildung 6.24 die Herstellung der beiden Stützen. Nach dem Erreichen der Normalter des Neubetons wurden beide Stützen in einem zentrischen Druckversuch getestet. Die Versuche wurden durch eine Vielzahl der Messinstrumente begleitet. Der Fußpunkt der jeweiligen Stütze war durch eine dünne Mörtelschicht mit dem Prüfstempel verbunden, um mögliche Unebenheiten auszugleichen und somit Kraftkonzentrationen zu vermeiden. Überdies wurde dadurch der Randbereich der Stützen umschnürt. Am Kopfpunkt der Stützen wurde eine dünne Hartfaserplatte verwendet,

um ebenfalls mögliche Unebenheiten auszugleichen. Allerdings wurde im dem Fall der Randbereich der Stützen nicht umschnürt.

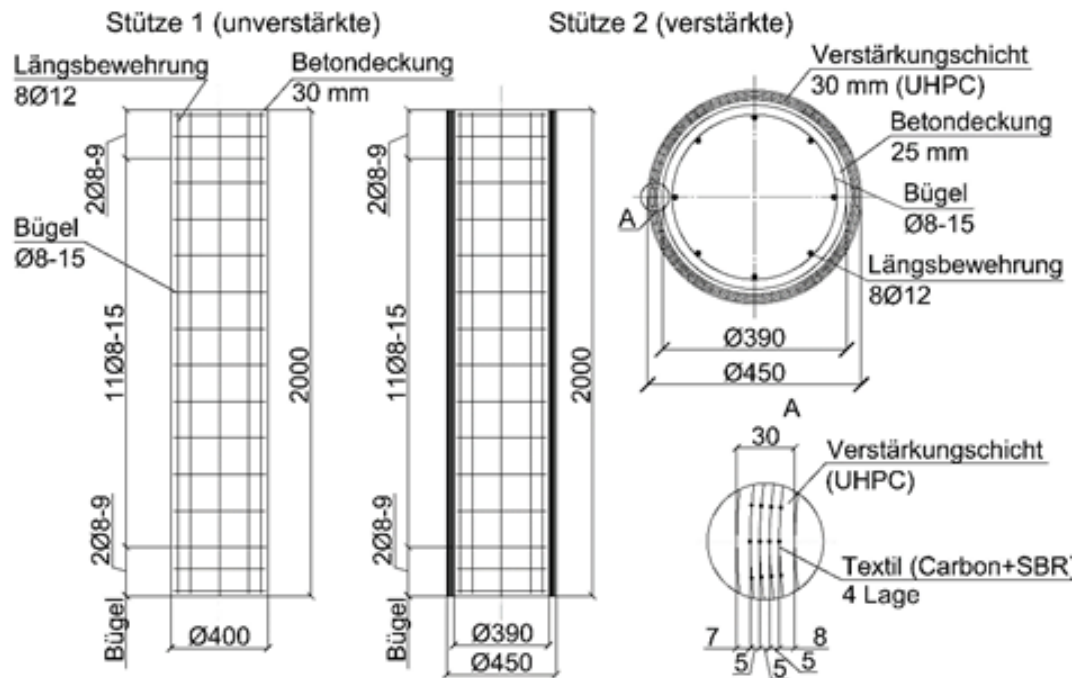


Abbildung 6.22: Abmessungen der Stützen für Großversuche





Abbildung 6.23: Herstellung der Probekörper aus Normalbeton





Abbildung 6.24: Herstellung der Stützenverstärkung

Die Normalbetonstütze erreichte im Versuch 2,24 MN Traglast und versagte duktil. Somit wurden etwa 89 % der vorausgerechneten Traglast von 2,51 MN erreicht. Das Versagen trat im oberen Auflagerbereich ein, wo die Randumschnürung durch die Verwendung der Hartfaserplatte nicht ausreichend gegeben war. Die Versuchskonfiguration und die Versagensbilder sind in der Abbildung 6.25 vorgestellt. Die Traglast-Dehnungsdiagramme sind in der Abbildung 6.26 präsentiert. Die mit UHPC-Textil verstärkte Normalbetonstütze versagte bei einer Traglast von 4,82 MN. Das Versagen war ebenfalls duktil. Die im Versuch erreichte Traglast betrug somit etwa 66 % der vorausgerechneten maximalen Belastung von 7,34 MN, die auf derselben Weise wie für die nicht verstärkte Stütze berechnet worden ist. Auch bei der Textilbeton-Stütze trat das Versagen im oberen Auflagerbereich mit geringer Randumschnürungswirkung ein. Wird dieser Effekt mit dem Abminderungsfaktor für Lastenleitungsbereiche nach [51] für die mit Textilbeton verstärkten Stützen berücksichtigt, beträgt das Verhältnis zwischen Traglast im Versuch und der Traglastvorausberechnung nach dem oberen Ingenieurmodell 1,02 %. Allerdings waren die im Versuch erreichten Längsdehnungen deutlich unterhalb der erwarteten, so dass eine Anpassung der Versuchskonfiguration notwendig war, um die angestrebten Längsdehnungen zu erzielen.



Abbildung 6.25: Anordnung der Messinstrumente und Versagensbilder der für Normalbetonstütze (oben) und verstärkte Stütze (unten)

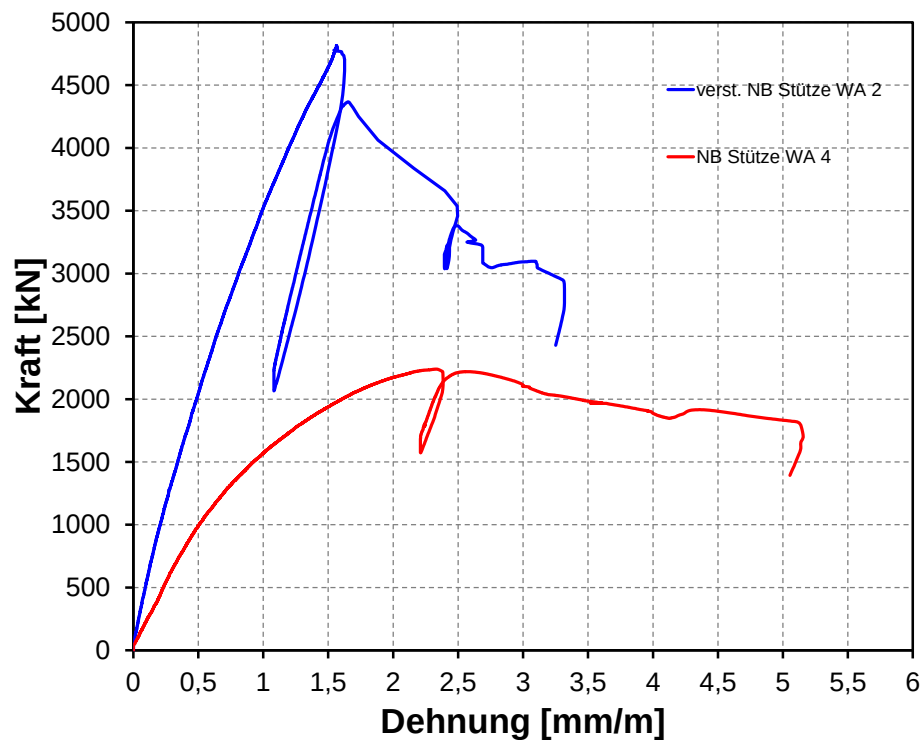


Abbildung 6.26: Traglast-Dehnungsdiagramm der beiden Stützenversuche

Nach den ersten Versuchen wurden die beiden Stützen durchgeschnitten, einerseits um die Verteilung des UHPC in der Verstärkungsschicht zu beurteilen und andererseits um die Stützen einem weiteren Versuch zu unterziehen. Die Schnittstelle lag 80 cm vom Stützenkopf entfernt, sodass der durch das Versagen gestörte Bereich jeweils etwa 30 cm von der Schnittstelle entfernt lag. Um die Stütze wurde dann in dem Schnittstellenbereich eine bewehrte Umschnürungsschicht anbetoniert. Die Stützen wurden erneut einem zentrischen Druckversuch untergezogen, allerdings wurden dieses Mal beide Randbereiche, sowohl Kopf- als auch Fußbereich, durch eine dünne Feinmörtelschicht an den Stahlplatten aufgelagert und die Krafteinleitung erfolgte bei der verstärkten Stütze nur über den Normalbetonkernbereich. Weiter wurde die Beanspruchung nur auf die Normalbetonstütze über einen Stahlstempel mit entsprechendem Radius eingeleitet, um die Umschnürung durch passive Beton-Textil-Verstärkung noch genauer zu untersuchen. Die so angepassten Stützen samt der Versagensbereiche sind in Abbildung 6.27 präsentiert.

Die Normalbetonstütze erreichte im Versuch 2,92 MN Traglast und versagte ebenfalls duktil wie bei der ersten Serie. Damit wurden etwa 98 % der vorausberechneten Traglast von 2,97 MN erreicht. Bereits berücksichtigt wurde die Festigkeitszunahme sowohl des Normalbetons als auch UHPC bei der verstärkten Stütze durch Fortschritt des Betonalters.

Das Versagen trat im unteren mittleren Bereich der Stütze auf. Die mit UHPC-Textil verstärkte Normalbetonstütze der zweiten Serie versagte bei einer Traglast von 6,52 MN. Das Versagen war auch duktil. Die im Versuch erreichte Traglast betrug somit etwa 81 % der vorausgerechneten maximalen Belastung von 8,09 MN, die auf derselben Weise wie für die nicht verstärkte Stütze berechnet worden ist. Auch bei der Textilbeton-Stütze trat das Versagen im unteren mittleren Stützenbereich ein. Das Versagensbild ist durch den zur Stützenmitte verlaufenden Längsriss der Verstärkungsschicht gekennzeichnet, samt dem Garnbruch der Textilbewehrung entlang des Risses. Die Versuchskonfiguration und die Versagensbilder sind in der Abbildung 6.27 vorgestellt. Die Traglast-Dehnungsdiagramme sind in der Abbildung 6.28 präsentiert. Weiter sind in der Abbildung 6.29 detaillierte Messungen der globalen und in der Abbildung 6.30 lokalen Längsstauchungen sowie Querdehnungen für die beiden Normalbetonstützen, sowie in der Abbildung 6.31 und Abbildung 6.32 die gleichen Messungen für die beiden verstärkten Stützenversuche.





Abbildung 6.27: Anordnung der Messinstrumente und Versagensbilder für Normalbetonstütze (oben) und verstärkte Stütze (unten) der zweiten Versuchsserie

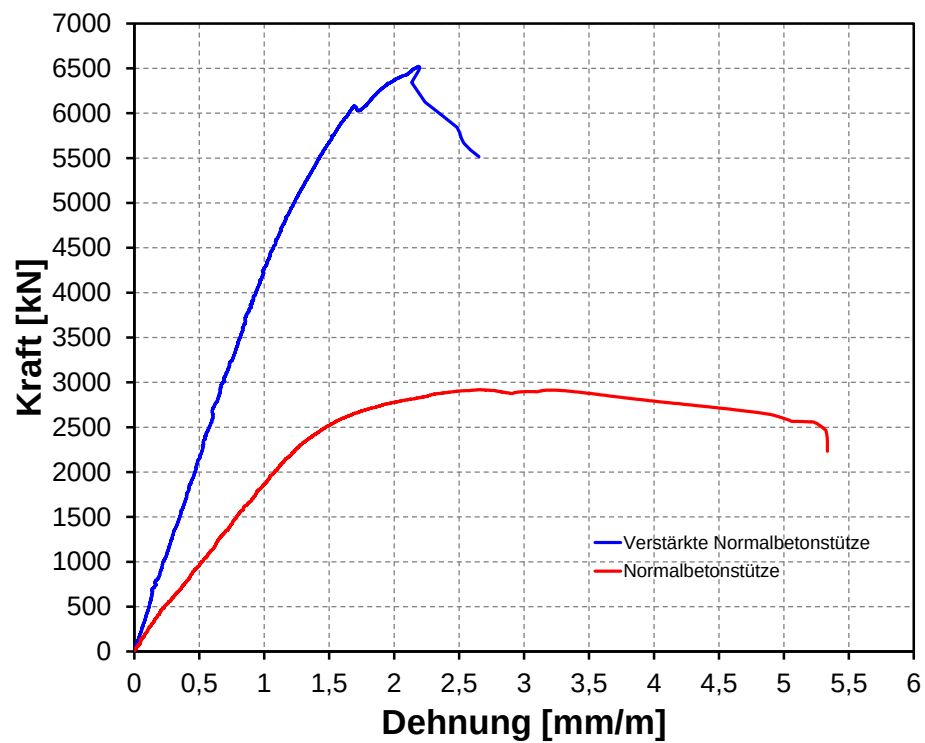


Abbildung 6.28: Traglast-Dehnungsdiagramm der neuen Stützenversuche

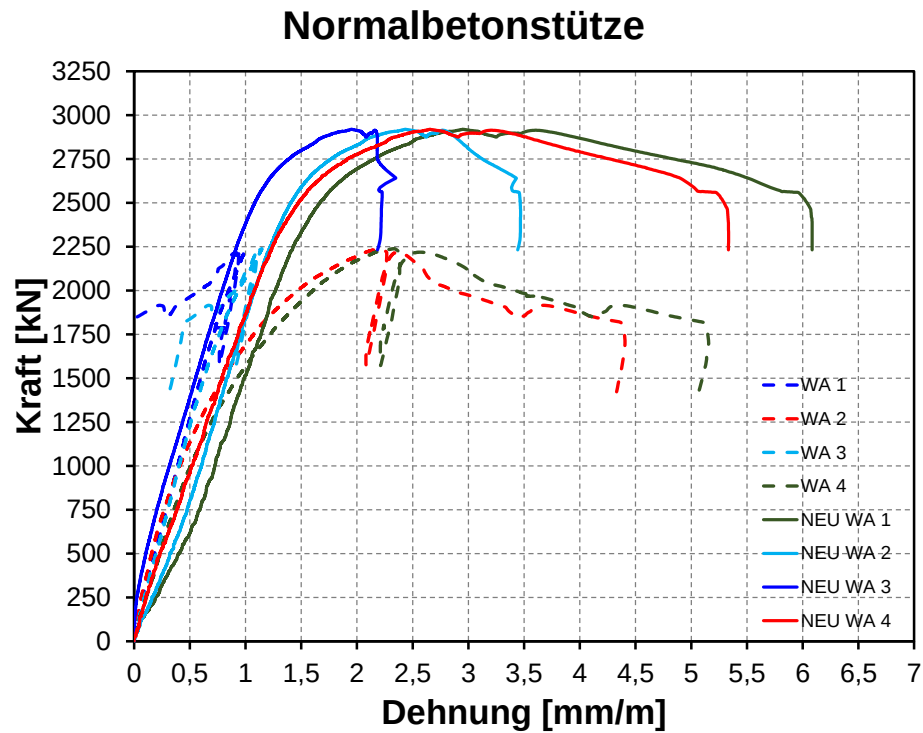


Abbildung 6.29: detaillierte Messungen der globalen Längsstauchungen an den Normalbetonstützen

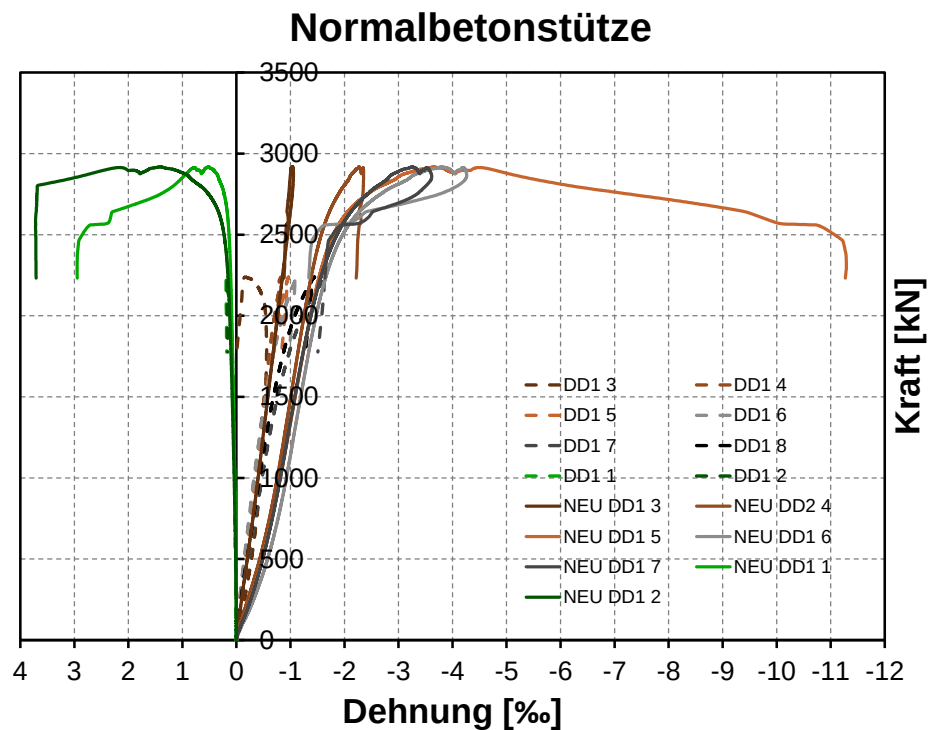


Abbildung 6.30: detaillierte Messungen der globalen Längsstauchungen und Querdehnungen an den Normalbetonstützen

verstärkte Stütze

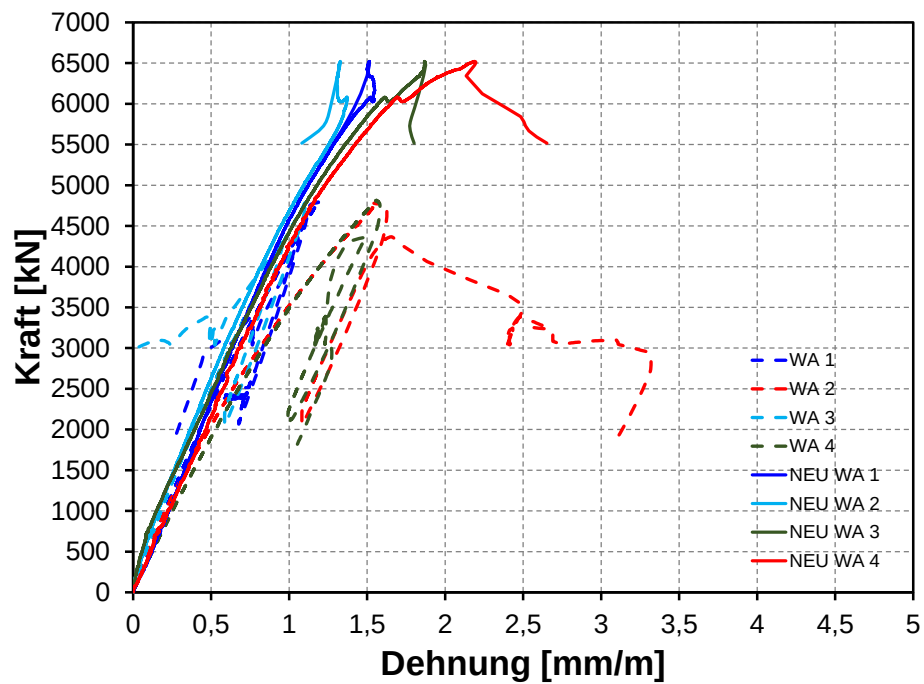


Abbildung 6.31: detaillierte Messungen der globalen Längsstauchungen an der verstärkten Stützen

verstärkte Stütze

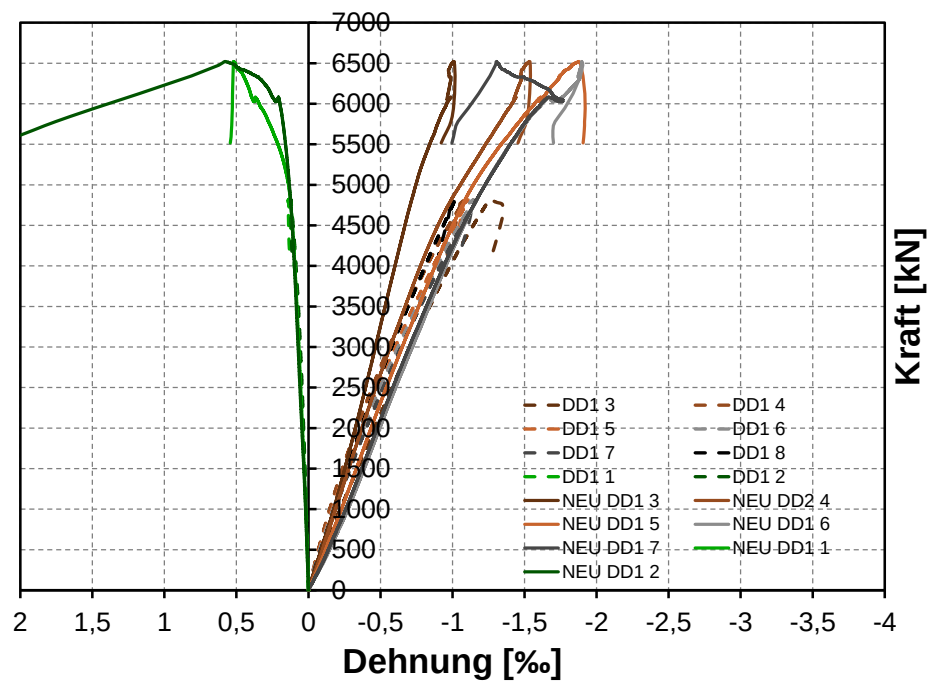


Abbildung 6.32: detaillierte Messungen der globalen Längsstauchungen und Querdehnungen an der verstärkten Stützen

6.2.2 FE-Analyse der Versuche

Um die gewonnen Erkenntnisse aus beiden Versuchsserien besser analysieren und interpretieren zu können, wurden numerische Untersuchungen der Stützenversuche durchgeführt. Dabei wurden sowohl Normalbetonstütze samt Längs- und Querbewehrung als auch die Verstärkungsschicht mit Textilbewehrung explizit modelliert. In der Abbildung 6.33 sind eingesetzte Modelle dargestellt. Für die Charakterisierung der Betone wurde die nicht-lineare Subroutine M4L verwendet. Das Modell für die Analyse der neuen durchgeschnittenen Stütze mit anbetonierter Umschnürungsschicht an der Schnittstelle, sowie das simulierte Versagen sind in der Abbildung 6.34 dargestellt. Zu erkennen ist die sehr gute Übereinstimmung des Versagensbildes aus der Simulation und dem Versuch.

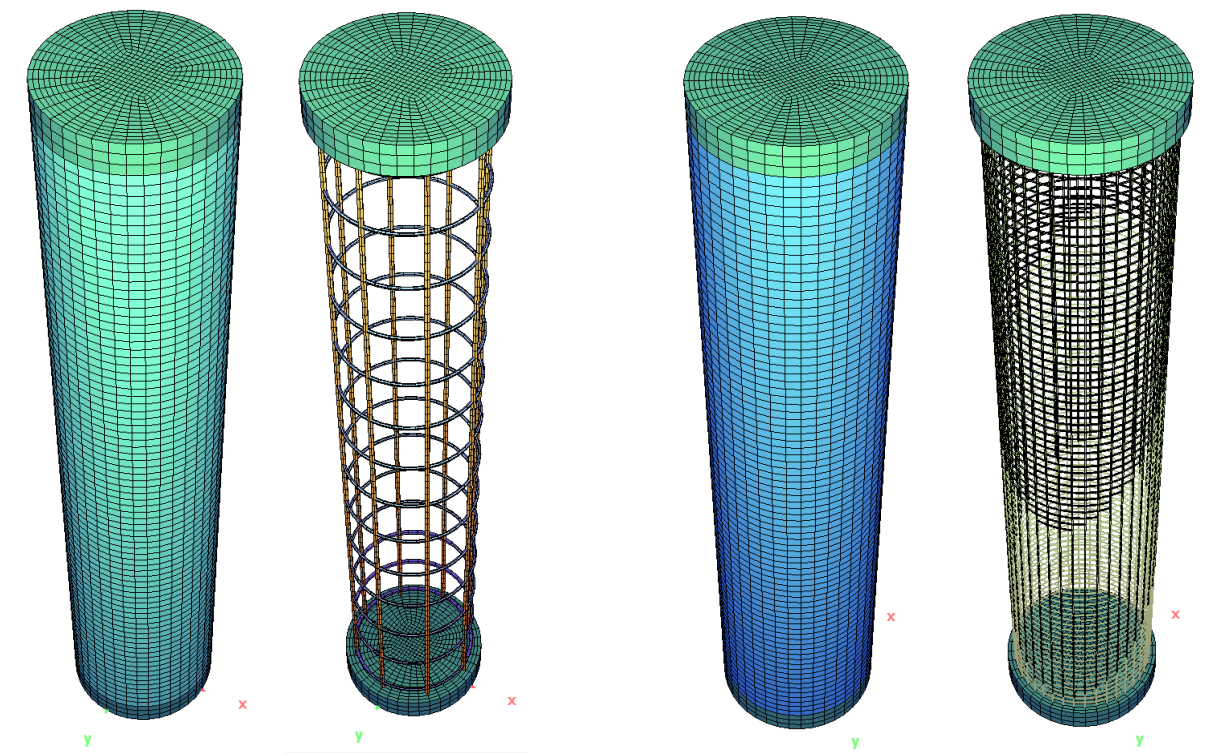


Abbildung 6.33: Modell für Normalbetonstütze (links) und Verstärkungsschicht (rechts)

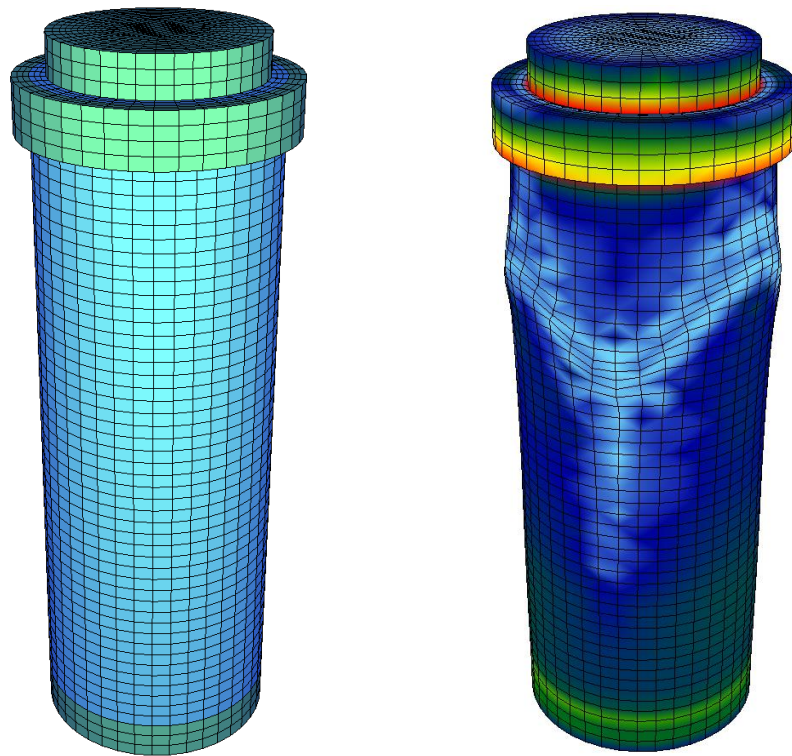


Abbildung 6.34: Modell für neue Normalbetonstütze mit Verstärkungsschicht und Umschnürung an der Schnittstelle (links) und simuliertes Versagen (rechts)

Die Resultate der Simulationen geben die Steifigkeiten der beiden Stützen sehr gut wieder, sowohl für die ersten als auch die zweiten Versuche, wie aus der Abbildung 6.35 ersichtlich. Die numerischen Traglasten liegen ein wenig über den Beanspruchungen, die mit den Ingenieurmodellen berechnet wurden. Der Versagensbereich nach dem Erreichen der maximalen Belastung kann mit guter Übereinstimmung nachgerechnet werden. Somit konnten sowohl die Versuchsergebnisse als auch das Bemessungsmodell bestätigt werden.

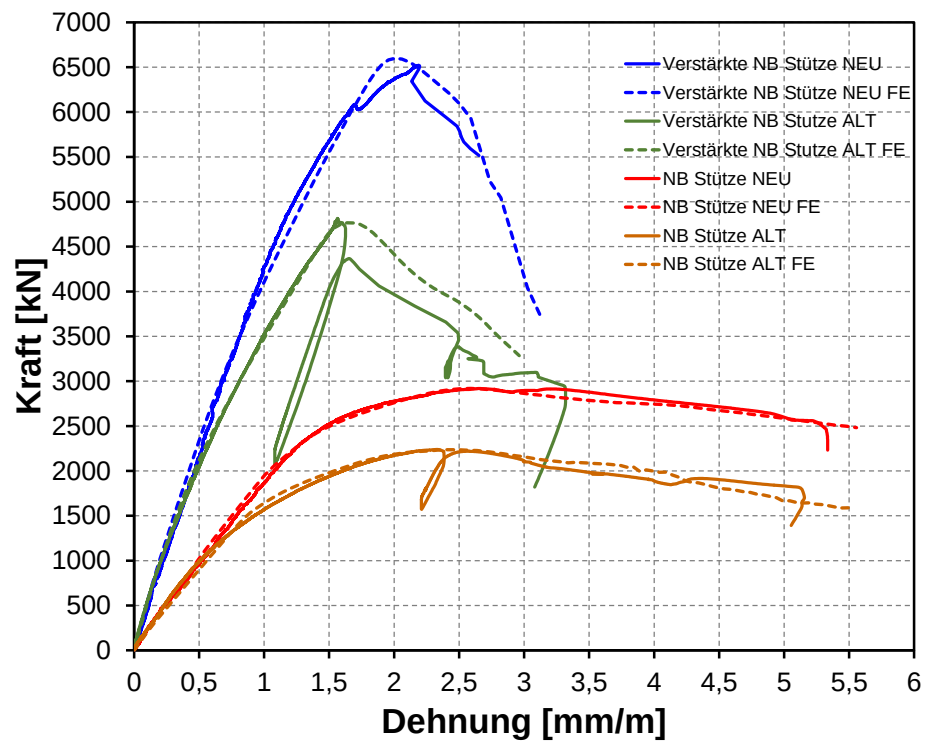


Abbildung 6.35: Vergleich der Versuchsergebnisse und FE-Simulationen

Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit, und Zuelemente, Stahlbewehrung und Textil, ermittelt werden. Die Beanspruchung des Betons und der Bewehrung im Bestand wird durch Überlagerung der Spannungsanteile ermittelt. Abbildung 7.2 verdeutlicht die Vorgehensweise.

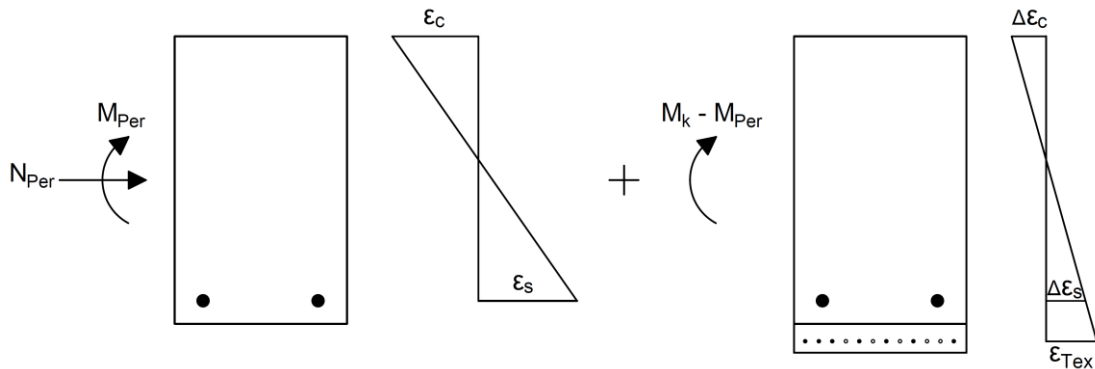


Abbildung 7.2: Vorgehensweise zur Ermittlung der Beanspruchung im SLS

mit

$$\varepsilon_{s,tot} = \varepsilon_s + \Delta\varepsilon_s \quad (7.1)$$

$$\varepsilon_{c,tot} = \varepsilon_c + \Delta\varepsilon_c \quad (7.2)$$

Für den Grenzzustand des ULS kann der gesamte Querschnitt unter der Ausnutzung der Umlagerung gemeinsam betrachtet werden. Da alle Textilien keine plastische Verformung aufweisen, muss die zulässige Dehnung in Abhängigkeit des verwendeten Textils begrenzt werden. Die jeweilige Dehnung kann der zugehörigen Zulassung bzw. technischen Datenblatt entnommen werden, z. B. technisches Datenblatt für verwendete Carbon-Bewehrung [92].

Die Spannungs-Dehnungsbeziehung für Beton und Betonstahl kann EC2 [83] entnommen werden. Für Textilien im Beton hat Curbach et al [93] die in Abbildung 7.3 dargestellte Beziehung vorgeschlagen. Diese berücksichtigt die Tatsache, dass eine gewisse Welligkeit der Textilien im Beton vorhanden ist und erst nach einer bestimmten Dehnung die Steifigkeit der Textilien voll aktiviert wird.

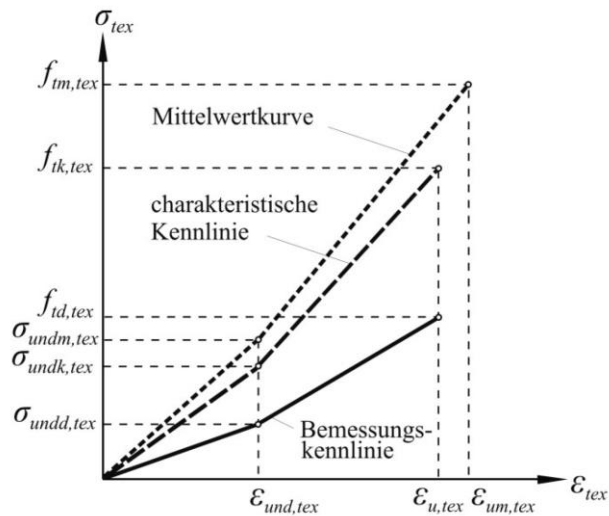


Abbildung 7.3: idealisierte bilineare mittlere und charakteristische Spannungs-Dehnungs-Verläufe sowie Bemessungskennlinie nach CURBACH et al. [93]

Diese Welligkeit kann durch den Herstellungsprozess beeinflusst werden. Im Datenblatt der verwendeten Textile und in den eigenen Versuchen zur Ermittlung der Verbundfestigkeit konnte dieses Verhalten nicht festgestellt werden. Aus diesem Grund wird empfohlen, für die Ermittlung der Biegetragfähigkeit einen linearen Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung zu verwenden.

Der E-Modul und die charakteristische Festigkeit des verwendeten Textils können dem jeweiligen Datenblatt der Lieferanten entnommen werden. Der Sicherheitsbeiwert kann anhand des Variationskoeffizienten aus dem Datenblatt mit folgender Gl. (7.3) ermittelt werden:

$$\gamma_m = 1,1 \frac{1 - 1,645 \cdot V}{e^{-(0,8 \cdot \beta \cdot V + 0,5 \cdot V^2)}} \quad (7.3)$$

Hierin sind:

β : Sicherheitsindex gemäß EC0 [94], $\beta = 3,7$

V : Variationskoeffizient der Zugfestigkeit $v = \sigma/\mu$

σ : Standardabweichung der Zugfestigkeit

μ : Mittelwert der Zugfestigkeit

1,1: Modellunsicherheit

Entsprechend [94] sollten für Außenbauteile weitere Faktoren zur Berücksichtigung der anderen Einflüsse wie Feuchtigkeit und Temperatur auf die Dauerfestigkeit verwendet

werden, so dass der Rechenwert der Festigkeit für die Bemessung insgesamt wie folgt angegeben werden kann:

$$f_{td} = \alpha_T \cdot \alpha_D \cdot \frac{f_{tk}}{\gamma_m} \quad (7.4)$$

Hierbei sind:

α_T : Einfluss der Temperatur auf die Dauerfestigkeit

α_D : Einfluss der Feuchtigkeit auf die Dauerfestigkeit

f_{tk} : charakteristische Festigkeit des verwendeten Rovings

Im Vergleich mit ACI [95] und CSA [96], wo die Dauerfestigkeit des Carbonroving insgesamt mit einem Faktor 0,8 berücksichtigt wird, liegt diese Vorgehensweise weit auf der sicheren Seite.

Mit den Bemessungswerten der Materialeigenschaften und der zulässigen Dehnungen kann die Biegetragfähigkeit mittels folgender Gleichungen und Abbildung 7.1 iterativ ermittelt werden:

$$N_E = F_{tex} + F_{s1} - F_{s2} - F_c$$

$$F_{tex} = N_E - F_{s1} + F_{s2} + F_c \quad (7.5)$$

$$M_{Ed} - N_E \cdot z_{s1} = F_{tex} \cdot z_{tex/s1} + F_{s2} \cdot z_{s1/s2} + F_c \cdot z_s$$

$$F_{tex} = \frac{M_{Ed/s1} - F_{s2} \cdot z_{s1/s2} - F_c \cdot z_s}{z_{tex/s1}} \quad (7.6)$$

Weitere Literaturquellen zu diesem Thema können [97] entnommen werden.

7.2 Verstärkung von Druckgliedern

Die Tragfähigkeitssteigerungen bei Druckgliedern ergeben sich aus einer Kombination von Umschnürungswirkung des Altbetonkerns und Tragkapazität der neuen Verstärkungsschicht. Im Allgemeinen kann ein additiver Ansatz zur Ermittlung der Gesamttragfähigkeit verwendet werden:

$$N_U = N_{fc} + N_{conf} + N_s \quad (7.7)$$

mit N_U Traglast der verstärkten Stütze

N_{fc} Normalkraftanteil der neuen Verstärkungsschicht

N_{conf} Traglast der verstärkten Stütze aus Umschnürungswirkung der Verstärkungsschicht

N_s Normalkraftanteil der Stahllängsbewehrung.

Versuche in der Literatur [91] und eigene Versuche haben gezeigt, dass die erreichte Kapazität in der Regel geringer als die Summe der Kapazitäten der einzelnen Bestandteile ist. Eine einfache Summation der Bestandteile gemäß der Gl. (7.7) liegt somit auf der unsicheren Seite.

Geht man davon aus, dass bei Verstärkung die Last weiter über den Kernquerschnitt aus Altbeton übertragen wird, und der Verbund zwischen Alt- und neuen Beton sehr gut ist, so wird die neue Betonschicht im Einleitungsbereich auf Querkraft und Druck beansprucht. Die Querkraftbeanspruchung führt bekanntlich zu einer Reduzierung der Druckfestigkeit. Weiterhin muss damit gerechnet werden, dass der Betonkern bereits seine maximale Tragkapazität erreicht bevor die Druckfestigkeit der neuen Betonschicht aktiviert wird.

Unter den genannten Randbedingungen kann die Traglast von umschnürten Druckgliedern in Anlehnung an EC2 und [83] für den Lasteinleitungsbereich und außerhalb der Lasteinleitung wie folgt ermittelt werden.

7.2.1 Lasteinleitungsbereich

Für den Lasteinleitungsbereich kann nur der Beitrag des umschnürten Altbetonkerns berücksichtigt werden.

$$N_{Rk} = A_{c,Kern} \cdot f_{cc} + A_s \cdot f_{yk} \quad (7.8)$$

Die Druckfestigkeit des umschnürten Betons kann entsprechend EC2 [83] und fib Model Code 2010 (MC-2010) [98], hinsichtlich des Betons unter mehraxialer Druckbeanspruchung, ermittelt werden:

$$f_{cc} = f_{ck} \cdot \left(1 + \alpha_1 \cdot \frac{\sigma_{cc}}{f_{ck}} \right) \quad (7.9)$$

α_1 : Effektivitätsfaktor entsprechend EC2 [83]

σ_{cc} : Die Umschnürungsspannung

Die Umschnürungsspannung kann unter Berücksichtigung der Querschnittform, Art des verwendeten Textils und Grad der Umschnürung ermittelt werden. Für runde Druckglieder kann sie z.B. wie folgt ermittelt werden:

$$\sigma_{cc} = \frac{2 \cdot n \cdot A_{tex} \cdot f_{tex}}{d_m} \quad (7.10)$$

Hierbei sind

n : Anzahl der Textillagen in der neuen Betonschicht

A_{tex} : Fläche einer Textillage in der Betonschicht

f_{tex} : Zugfestigkeit des verwendeten Textils

d_m : mittlerer Durchmesser der Textillagen

Die Dehnung zur Ermittlung der aktivierbaren Druckfestigkeit der neuen Betonschicht ergibt sich gemäß EC2 wie folgt

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{ck}} \right)^2 \quad (7.11)$$

7.2.2 Außerhalb der Lasteinleitung

$$N_U = A_{c,Kern} \cdot f_{ck,Kern} + \alpha_2 \cdot A_{c,out} \cdot \sigma_{c,out} + A_s \cdot f_{yk} \quad (7.12)$$

Hierbei sind:

$A_{c,Kern}$: Fläche des Altbetonkerns

$A_{c,out}$: Fläche der neuen Betonschicht

$f_{ck,Kern}$: Festigkeit des Altbetons

$\sigma_{c,out}$: zugehörige aktivierbare Druckfestigkeit der neuen Betonschicht unter Berücksichtigung der Dehnung ε_{c1} von Kernbeton mit

$$\sigma_{c,out} = f(\varepsilon_{c1}) \quad (7.13)$$

α_2 : Faktor zur Berücksichtigung des Einflusses der Querkzugbeanspruchung auf die Druckfestigkeit der neuen Betonschicht

α_2 kann auf der sicheren Seite liegend mit $\alpha_2 = 0,8$ angenommen werden.

Ein Vergleich mit den Ergebnissen der eigenen Versuche sowie der Versuche von Ortlepp [91] zeigt eine sehr gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechenmodell.

7.3 Begrenzung der Rissbreite

Bei Verstärkung mit Textilbeton kann davon ausgegangen werden, dass der Schwindprozess des Altbetonkerns bereits abgeschlossen ist. Weiterhin wird hierbei ein Feinkornbeton verwendet, der in der Regel ein hohes Schwindmaß aufweist. Der Verbund zwischen Alt und Neu ist im Allgemeinen sehr gut, so dass eine Rissbildung allein durch die gegenseitige Wechselwirkung zwischen Alt- und neuer Betonschicht kaum zu vermeiden ist. Weiterhin haben die Verbundversuche aus Literatur [99], [100], [101] und eigene Versuche, siehe Kapitel 4, gezeigt, dass die Verbundeigenschaft des Textils im Beton in einer großen Bandbreite streut, nicht nur von Bauteil zum Bauteil sondern auch entlang eines Bauteils. Aus diesem Grund ist darauf hinzuweisen, dass die Aussage über die Rissbreite im Textilbeton mit einem nennenswerten Fehler verbunden ist [102].

7.3.1 Risse infolge gegenseitiger Behinderung

Bei sehr gutem Verbund zwischen Alt- und neuer Betonschicht kann davon ausgegangen werden, dass die Verformung infolge Schwindens, auch plastisches Schwinden im sehr jungen Betonalter, in der neuen Betonschicht vollständig verhindert wird. Es entstehen ungerichtete Risse. Der Abstand dieser Risse streut im jungen Betonalter stark und nähert sich mit zunehmendem Alter entsprechend [103] dem Wert vom 1- bis 2-fachen der Dicke der Textilbetonschicht bei einem starren Verbund zwischen „Alt“ und „Neu“. Bei nicht so ganz starrem Verbund nimmt der Rissabstand zu und kann nur schwer abgeschätzt werden. Wichtig ist in diesem Zusammenhang, dass der Feuchtigkeitsverlust durch Nachbehandlung weitestgehend vermieden wird, damit das plastische Schwinden nicht zur Rissbildung mit großem Rissabstand und –breite führt.

Die Breite dieses Risstyps kann im Allgemeinen wie folgt abgeschätzt werden:

Hierbei sind

$$w = s_r \cdot \varepsilon_{cs} \quad (7.14)$$

ε_{cs} : Schwindverkürzung einschließlich des plastischen Schwindens

s_r : Abstand der Risse

7.3.2 Risse infolge der Lastbeanspruchung

Dank des guten Verbunds zwischen Textil und dem Beton, der geringen Querschnittfläche des Roving und der engen Maschenweite ist der Rissabstand unter Lastbeanspruchung und

somit auch die Rissbreite klein. Für gewöhnliche Verwendung, wo die zulässige Rissbreite etwa 0,2 mm ist, kann deshalb auf einen Rissbreitenachweis verzichtet werden.

Für den Fall, dass die Rissbreite ermittelt werden soll, kann entsprechend dem Stahlbeton die Rissbreite wie folgt ermittelt werden:

$$w = s_r (\varepsilon_{Tm} - \varepsilon_{cm}) \quad (7.15)$$

Vereinfachend kann in obigen Gl. (7.15) die mittlere Betondehnung auf Null gesetzt werden, da die Dehnung des Betons sehr klein im Vergleich mit der Dehnung des Textils ist. Die mittlere Dehnung des Textils ergibt sich unter Berücksichtigung der Aktivierung des Betons zwischen den Rissen zu:

$$\varepsilon_{Tm} = \frac{\sigma_{Tex}}{E_{Tex}} - 0,3 \cdot \frac{f_{ct,out} \cdot A_{c,out}}{n \cdot A_{Tex} \cdot E_{Tex}} \quad (7.16)$$

Der Rissabstand lässt sich angeben zu:

$$s_r = \frac{A_{ct,out} \cdot f_{c,out}}{n \cdot T} \cdot 2 \quad (7.17)$$

In der obigen Gl. (7.17) ist T der Verbundfluss pro Längeneinheit und kann mit der mittleren Verbundspannung im Arbeitspaket 4 wie folgt ermittelt werden:

$$T = \tau \cdot n_{Tex} \cdot \frac{A_{Tex}}{a_{Rov}} \quad (7.18)$$

8. LEITFADEN

In dem Leitfaden wurden alle Projektergebnisse, -erkenntnisse, -empfehlungen und -erfahrungen zusammengetragen und als übersichtliche Berechnungs- und Herstellungsgrundlage für die Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen mit Textilbeton an Verkehrsbauwerken bereitgestellt. Neben einer Einleitung besteht der Leitfaden aus vier Hauptbestandteilen. Der erste Teil definiert die Anwendungsbereiche des Leitfadens. Zuerst wurden die Grundlagen und technischen Regelwerke zur Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton vorgestellt. Danach wurde die Instandsetzung von Kunstbauten mit Textilbeton zur Verbesserung der Dauerhaftigkeit unter Anwendung von Sprüh- bzw. Spritzbeton sowie Ertüchtigung bzw. Verstärkung von Kunstbauten mit Textilbeton unter Anwendung von Gießverfahren allg. beschrieben.

Der zweite Teil beschäftigt sich mit den Anforderungen an Materialien zur Instandsetzung und Verstärkung mit Textilbeton. Darin wurden beide Materialien, die Textilgelege und Feinbetone beschrieben. Bei Textilgelege wurde die Aufmerksamkeit auf beide verwendete Typen, Carbon und AR-Glas-Gelege geschenkt, samt Details über die Eigenschaften, Imprägnierungen und Typen der beschichteten Textilbewehrungen. Bei den Feinbetonen wurden die Zusammensetzungen, Frisch- und Festbetoneigenschaften von Hochfesten-Beton für den Sprüh- bzw. Spritzauftrag und Ultrahochfesten-Beton für das Gießverfahren festgehalten.

Die Planung und Berechnung der Maßnahmen sind das Thema des dritten Teils. Hier wurden die Empfehlungen für die Wahl der Maßnahme und des Verfahrens sowie der Erstellung der Planungsgrundlagen beschrieben. Nachfolgend sind die Bemessungsprinzipien für drei Einsatzbereiche, nämlich Zugverstärkung bei Biegebauteilen, Verstärkung von Druckgliedern und Begrenzung der Rissbreite, im Detail beschrieben. Erklärt wird die passive Wirkung der Maßnahmen sowie Vorgehensweise für die Tragfähigkeits- und Gebrauchstauglichkeits-nachweise.

Der vierte Teil umfasst die Durchführung der Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen, Qualitätssicherung, empfohlene Literatur sowie Praxisbeispiele. Vor allem die Abschnitte mit den einzelnen Schritten der Durchführung wie der Vorbereitung und Vorbehandlung des Untergrunds, Verarbeitung und Einbringen des Textilgeleges, Verarbeitung und Einbringen des Feinbetons sowie Nachbehandlung der Oberflächen sind detailliert ausgeführt. Die Qualitätssicherung umfasst Nachweise der Produkt-, Personen-

und Gerätequalifikation samt Überwachungsmaßnahmen. Die ausführliche Darlegung des Leitfadens ist Bestandteil vom Ergebnisbericht.

Der Leitfaden ist als eigenständiges Werk vorhanden und allen Projektbeteiligten zur Verfügung bereitgestellt worden.

9. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Ziel des Forschungsprojektes „RetroTec“ war es, die Leistungsfähigkeit von Textilbeton für die Instandsetzung und Ertüchtigung von Verkehrsbauwerken in Österreich nutzbar zu machen. Der Schwerpunkt des Forschungsvorhabens umfasste die Entwicklung neuer Feinbetone sowie Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit und Nachhaltigkeit der Sanierungslösungen unter Berücksichtigung der in Österreich relevanten Richtlinien für die Herstellung und Qualitätssicherung. Die Betonmatrix wurde durch geeignete Stoffauswahl und Konzepte für die Packungsdichteoptimierung entwickelt, wobei auf die Verwendung umweltverträglicher Rohstoffe bei gleichzeitig hoher Dauerhaftigkeit geachtet wurde. Die entwickelten Konzepte wurden mit Hilfe von Großversuchen sowohl im Labor als auch im Feld in Kooperation mit dem Wirtschaftspartner demonstriert.

Im dritten, als eigenes Dokument herausgegebenen Teil des Ergebnisberichts, dem sogenannten „Leitfaden für Textilbeton zur Ertüchtigung und Instandsetzung“ werden Methodiken, Performance sowie Richtrezepte angegeben.

9.1 Eigenschaften der Richtrezeptur für weitere Ausführungen

Die Tabelle 9.1 und Tabelle 9.2 zeigt die Rezepturzusammensetzung und Kennwerte wie Frisch- und Fest-Betoneigenschaften des Referenz-Feinbetons (Mischung TF10) im Vergleich zu einem Textil-Fein-Beton (I024), der für eine zukünftige Ausführung vorgeschlagen werden kann. Es wurde neben der gleichwertigen oder „besseren“ technologischen Performance des Feinbetons im Vergleich zum Referenz-Feinbeton TF10 auch die Dauerhaftigkeit untersucht.

Tabelle 9.1: Vorschlag Rezeptur R4/XF4 Fein-Beton Mischung I024

	TF10	I024	R4 gemäß ÖNORMEN 1504-3, XF4	I024 bestanden oder nicht bestanden
Bestandteile	Expositionsklasse R4 XC4/XF4			
CEM I 52,5 R ($d_{50} = 8,90 \mu\text{m}$)	-	541,3	Chlorid- ionengehalt $\leq$ 0,05 %	bestanden
Hüttensand ($d_{50} = 10,70 \mu\text{m}$)	-	194,3		
Kalksteinmehl ($d_{50} = 1,10 \mu\text{m}$)	-	40,9		
Mikrosilika-Suspension (50:50)	-	58,3		
Fließmittel 1(PCE)	-	1,7		
Wasser	-	282,8		

Quarzsand 0,06-0,25 mm	-	264,6		
Quarzsand 0,1-0,4 mm	-	308,4		
Quarzsand 0,3-1,0 mm	-	505,8		

Tabelle 9.2: Frisch- und Festbetoneigenschaften R4/XF4-Fein-Beton Mischung "Eigen IMBT" 024

	TF10	I024	R4/XF4 gemäß ÖNORM EN 1504-3	I024 bestanden oder nicht bestanden
Biegezugfestigkeit 28d [N/mm ²]	10,08	9,69	lt. Herstellerangaben	
Haftzugfestigkeit 28d [N/mm ²]	1,89	2,02	≥ 1,5 MPa	bestanden
Druckfestigkeit 28d [N/mm ²]	76,13	60,87	≥ 45 MPa (Informations-werte: 1 d oder 3d und 7d)	bestanden
AM [mm] EN 1015-3	155,5	155,6	lt. Herstellerangaben	Nachweis nicht erforderlich
AM 5/10 min	147,5	151,5	lt. Herstellerangaben	Nachweis nicht erforderlich
AM 30 min	94,9	97,4	lt. Herstellerangaben	Nachweis nicht erforderlich
Frischmörtelrohddichte [g/cm ³]	2,2	2,2	lt. Herstellerangaben	Nachweis nicht erforderlich
Luftgehalt [%]	3,1	3,3	> 2,5	bestanden
E-Modul (statisch) [N/mm ²]	40000	37000	> 20000	bestanden
Schwindmaß (28d) [mm/m]	0,272	0,419	Längenabnahme nach 90 d ≤ 1,2 mm/m; der Schwindverlauf ist anzugeben (1, 3, 7, 14, 21, 28, 56, 90 d) (Freies Schwinden nach ÖNORM EN 12617- 4)	Bestanden (Geprüft mit Betonschwindrinne (System Schleibinger))
Erstarrungszeit (Stunden)	6,5	3,15	lt. Herstellerangaben	Nachweis nicht erforderlich

Die im Rahmen des Projektes RetroTec definierten Anforderungen, insbesondere auch an die Beständigkeit gemäß den Expositionsklassen für einen R4/XF4-Feinbeton werden von dem vorgeschlagenen Feinbeton I024 voll abgedeckt.

Tabelle 9.3: Dauerhaftigkeitseigenschaften R4/XF4-Fein-Beton Mischung I024

		TF10	I024
	Exposition	XC4/XF4	
GWP (Richtwert)	[kg CO ₂ /m ³]	249	205
PE (Richtwert)	[MJ/m ³]	1372	1195
Offene Porosität	[%]	13,7	16,9

Beschleunigte Karbonatisierungsrate nach 140 bzw. 280d; $K_{ACC}^{1)}$	[mm/ $\sqrt{d}$]	0,01	0,01
Karbonisierungstiefe nach 50 Jahren	Mm	0,2	0,3
Chloriddiffusionskoeffizient $D_{nss}^{2)}$	[m ² /s]	-	1,00e ⁻¹²
Frostbeständigkeit CDF ³⁾	[g/m ²]	763	750
¹⁾ Karbonisierungstiefen von TF10; Mischung UHPC und I024 für eine genaue Berechnung der Karbonatisierungsrate zu ungenau, daher Verlängerung der CO ₂ -Beanspruchung um weitere 140d ²⁾ Bestimmung nur von Probekörpern in ungerissenen Zustand ³⁾ zulässiger Grenzwert für XF4 ist eine maximale Abwitterungsmasse von 1500 g/m ²			

9.2 Ausblick

Folgende zukünftige Schritte werden empfohlen:

- Die Dauerhaftigkeitskennwerte der Textilbetonschichten sollten unter natürlichen Umgebungsbedingungen langfristig geprüft und im Vergleich zu den Kennwerten der beschleunigten Verfahren untersucht werden.
- Die Grundlagen für eine auf Materialparametern basierte Lebensdauerbemessung von mit Textilbeton verstärkten bzw. instandgesetzten Betonbauwerken sollten erweitert werden.
- Schulungsmaßnahmen des Personals der beteiligten Projektpartner im Bereich von F&E, Qualitätssicherung und Produktion sollten vorangetrieben werden
- Präsentation der entwickelten Methoden und Bauweisen am Markt unter Hinweis auf Verbesserung der Umweltauswirkungen und Positionierung als umweltfreundlicher Baustoff
- Entwicklung von Textilbetonen für weitere Expositionsklassen und für weitere Produkte

10 LITERATURVERZEICHNIS

- [1] SFB 528: Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung, 1999-2011.
- [2] SFB 532: Textilbewehrter Beton - Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie, 1999-2011.
- [3] Schleerer, S.: Was ist Textilbeton? Eine kurze Einführung in das Thema in Beton- und Stahlbetonbau Spezial 110 (2015), Heft S1, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. 4-6.
- [4] Schladitz, F. & Lieboldt, M.: Carbonbeton – Praxis und Forschung in OIB aktuell, Thema Carbonbeton, Jg. 17, Nr. 3, 2016, S. 18-21.
- [5] Jesse, F., Curbach, M.: Verstärken mit Textilbeton, in: Betonkalender 2010, Ernst & Sohn, Berlin, pp. 458-565, 2010
- [6] Schleerer, S.; Schladitz, F. Curbach, M.: Textile reinforced concrete – from the idea to a high performance material, in: Brameshuber, W. (Hrsg.): Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC in Aachen. Bagneux, France: Rilem Publications S.A.R.L., 2015, pp. 15-33.
- [7] Younes, A., Seidel, A., Rittner, S.: Innovative textile Bewehrungen für hochbelastbare Betonbauteile, in: Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2015, Ernst & Sohn, Berlin, pp. 16-21, 2015
- [8] solidian GmbH: Produkte, Online: www.solidian.com/produkte, Zugriff am 16.02.2017
- [9] Krüger, M.: Vorgespannter textilbewehrter Beton. Dissertation, Institut für Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 2004, <http://elib.uni-stuttgart.de/opus/volltexte/2004/1985/>.
- [10] Büttner, T.: Zur Dauerhaftigkeit polymergetränkter AR-Glas Bewehrungen in Textilbeton, Dissertation, 2012.
- [11] Morales Cruz, S., Raupach, M.: Instandsetzung von Bauwerken mit Textilbeton, in OIB aktuell, 2016, pp.28-33.
- [12] ÖNORM EN 206:2014-07-01: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Österr. Fassung EN 206.

- [13] Jesse, F. & Curbach, M.: Verstärken mit Textilbeton. In: BERGMEISTER, K., FINGERLOOS, F. & WÖRNER, J.-D. (Hrsg.): Betonkalender 2010, Berlin: Ernst & Sohn 2009, S. 457-565.
- [14] RWTH AACHEN SFB 532: Textilbewehrter Beton – Grundlage für die Entwicklung einer neuartigen Technologie, Arbeits- und Ergebnisbericht 1999-2002.
- [15] PAGEL SPEZIAL-BETON GMBH & CO KG: Pagel®/Tudalit® Produktdatenblatt - Feinbeton TF 10, Technisches Merkblatt 0606 QS-Formblatt 06/16 Rev.03. Essen, 2013.
- [16] Brameshuber, W. (HRSG.): Textile Reinforced Concrete – State of the Art Report of RILME Technical Committee 201- TRC. RILEM Publications S.A.R.L., 2006 (RILEM Report 36).
- [17] Brockmann, T.: Mechanical and fracture mechanical properties of fine grained concrete for textile reinforced composites. RWTH Aachen, Dissertation, 2005.
- [18] Butler, M.: Zur Dauerhaftigkeit von Verbundwerkstoffen aus zementgebundenen Matrices und alkaliresistenten Glasfaser-Multifilamentgarnen, TU Dresden, Dissertation, 2009.
- [19] Butler, M., Hempel, S., Mechtcherine, V.: Zeitliche Entwicklung des Verbundes von AR-Glas- und Kohlenstofffaser-Multifilamentgarnen in zementgebundenen Matrices. In Curbach, M., Jesse, F. (Hrsg.), Tagungsband zum 4. Kolloquium zu textilbewehrten Tragwerken: Textilbeton – Theorie und Praxis Bd. 1, 2009, S. 231-226.
- [20] Lieboldt, M.: Feinbetonmatrix für Textilbeton: Anforderungen – baupraktische Adaption – Eigenschaften in Beton- und Stahlbetonbau Spezial 110 (2015), Heft S1, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. 22-28.
- [21] Schneider, K.: Mündliche Mitteilung, Dezember 2016, TU Dresden, 2016.
- [22] Butler, M.: Mündliche Mitteilung, Dezember 2016, TU Dresden, 2016.
- [23] Lieboldt, M.: Transport von Flüssigkeiten und Gasen in Textilbeton. TU Dresden, Dissertation, Schriftreihe des Institutes für Baustoffe, Heft 1, 2012.
- [24] Butler, M., Mechtcherine, V., Hempel, S.: Auswirkungen der Matrixzusammensetzung auf die Dauerhaftigkeit von Betonen mit textilen

- Bewehrungen aus AR-Glas in Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 8, Berlin: Ernst & Sohn, 2009, S. 485-495.
- [25] ÖNORM EN 12350-5:2009-07-15: Prüfung von Frischbeton, Teil 5: Ausbreitmaß; Österr. Fassung EN 12350-5.
- [26] Deutsches Institut für Bautechnik: Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Tudalit (Textilbewehrter Beton). Allg. bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182, Berlin, 2014.
- [27] ÖNORM EN 1015-3:2007-03-04: Prüfverfahren für Mörtel für Mauerwerk, Teil 3: Bestimmung der Konsistenz von Frischmörtel (mit Ausbreittisch); Österr. Fassung EN 1015-3.
- [28] Walther, T., Weiland, S.: Baustellenverfahren für Verstärkungen mit Textilbeton. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 110 (2015), Supplement „Verstärken mit Textilbeton“, Jan 2015, S. 69-73.
- [29] Hansl, M., Feix, J.: Untersuchung der Rissbreiten in Textilbewehrten Betonen, in: Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, pp.410-418, 2015.
- [30] Forstlechner, F.X., Freytag, B., Peters, S.: Spannbett-Vorspannung dünner Carbonbeton-Platten, in Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn, Berlin, pp.419-428, 2015.
- [31] Lorenz, E., Schütze, E., Weiland S. Textilbeton – Eigenschaften des Verbundwerkstoffs, in: Beton- und Stahlbetonbau Spezial, Ernst & Sohn, Berlin, pp.29-41, 2015.
- [32] Just, M. Sicherheitskonzept für Textilbeton, in: Beton- und Stahlbetonbau Spezial, Ernst & Sohn, Berlin, pp.42-46, 2015.
- [33] Beckmann, B., Frenzel, M., Lorenz, E., Schladitz, F., Rempel, S. Biegetragverhalten von textilbetonverstärkten Platten, in: Beton- und Stahlbetonbau Spezial, Ernst & Sohn, Berlin, pp.47-53, 2015.
- [34] Frenzel, M. Bemessung textilbetonverstärkter Stahlbetonbauteile unter Biegebeanspruchung in: Beton- und Stahlbetonbau Spezial, Ernst & Sohn, Berlin, pp.54-68, 2015.

- [35] DIN 18551:2014-08: Spritzbeton - Nationale Anwendungsregeln zur Reihe DIN EN 14487 und Regeln für die Bemessung von Spritzbetonkonstruktionen; Deutsche Fassung DIN 18551:2014.
- [36] ÖNORM EN 14487-2:2007-01-01: Spritzbeton – Teil 2: Ausführung; Österr. Fassung EN 14487-2.
- [37] ÖNORM EN 1504-10:2006-10-1: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 10: Anwendung von Stoffen und Systemen auf der Baustelle, Qualitätsüberwachung der Ausführung; Österr. Fassung EN 1504-10.
- [38] ÖNORM B 4706:2015-07-15: Instandsetzung von Betonbauwerken - Nationale Festlegungen für Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken gemäß ÖNORM EN 1504.
- [39] DEUTSCHER AUSSCHUSS FÜR STAHLBETON (HRSG.): DAfStb-Richtlinie für Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen – Oktober 2001. Zzgl. 1.-3. Berichtigung, Berlin, Beuth-Verlag, 2001-2014.
- [40] ÖNORM EN 1504-9:2008-12-01: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 9: Allgemeine Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen; Österr. Fassung EN 1504-9.
- [41] Ehlig, D., Schladitz, F., Frenzel, M., Curbach, M.: Textilbeton - Ausführende Projekte im Überblick in Beton- und Stahlbetonbau 107 (2012), Heft 11, Berlin: Ernst & Sohn, 2012, S.777-785.
- [42] Ortlepp, R.: Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile. Dissertation, Dresden: Fakultät Bauingenieurwesen der TU Dresden, 2007.
- [43] Orlowsky, J., Raupach, M., Westendarp, A., Öztürk, T.: Textilbewehrte Spritzmörtel zur Instandsetzung von Wasserbauwerken in Beton 61 (2011), Nr. 12, S. 486-490.
- [44] STOCRETE TS 118: Leistungserklärung 03-2034-1 für das Bauprodukt StoCrete TS 118 nach EU-BauPVO Nr. 305/2011.

- [45] Morales Cruz, C., Raupach, M., Westendarp, A., Bruder, S.: Untersuchung an einer vier Jahre alten Schutzschicht aus textilbewehrtem Spritzbeton am Wehr Horkheim in Beton 64 (2014), 10. S. 390-395.
- [46] Morales Cruz, C. & Raupach, M.: Untersuchungen zur kontrollierten Rissverteilung textilbewehrter Schutzschichten mit optischer 3D-Verformungsanalyse, in: Restoration of Buildings and Monuments, Vol. 20, No. 5 (2014), S. 325-336.
- [47] ÖNORM EN 1542:1999-09-01: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren – Messung der Haftfestigkeit im Abreißversuch; Österr. Fassung EN 1542.
- [48] Ortlepp, R., Lorenz, A., Curbach, M.: Umschnürungswirkung textilbewehrter Verstärkungen im Lasteinleitungsbereich von Stützen in Abhängigkeit von der Geometrie, in: Beton- und Stahlbetonbau 106 (2011), Heft 7, S.490-500.
- [49] Ortlepp, R. und Curbach, M.: Verstärken von Stahlbetonstützen mit textilbewehrtem Beton. Beton- und Stahlbetonbau 104 (2009), Heft 10, S. 681–689.
- [50] Ortlepp, R., Lorenz, A. and Curbach, M.: Column strengthening with TRC – influences of the column geometry onto the confinement effect. Advances in Materials Science and Engineering, Vol. 2009, Article ID 493097, doi: 10.1155/2009/493097.
- [51] Ortlepp, R.: Aspekte der Sanierung und Verstärkung von Betonbauteilen. Habilitationsschrift, TU Dresden, 2014.
- [52] Bing, L.: Spritzbetonverstärkte Stahlbetonstützen. Dissertation, Universität Dortmund, 2001.
- [53] Triantafillou, T. C., Papanicolaou, C. G., Zissimopoulos, P. and Laordekis, T.: Concrete Confinement with Textile-Reinforced Mortar Jackets. ACI Structural Journal 103 (2006) 1, pp 28–37.
- [54] Ohama, Y.: Carbon-Cement-Composites. Carbon 27 (1989), S. 729-737.
- [55] Stark, J. & Ludwig, H. M.: Frost-Tausalz-Widerstand von HOZ-Betonen – Untersuchungen an Betonem mit hüttensandreichen Zementen (1997b), Beton 47, S. 646-656.

- [56] Setzer, M.J., Fagerlund, G., Janssen, D.J.: CDF-Test – Prüfverfahren des Frost-Tau-Widerstands von Beton – Prüfung mit Taumittel-Lösung (CDF), RILEM Recommendation in Materials and Structures; No 29 (193), (in Beton + Fertigteil-Technik, 1997 in dt. Übersetzung), S. 523-528.
- [57] BAW - MERKBLATT FROSTPRÜFUNG VON BETON (MFB): Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, 2012.
- [58] ONR CEN/TS 12390-9:2006: Prüfung von Festbeton – Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand – Abwitterung.
- [59] Erhard, E., Weiland, S., Lorenz, E., Schladitz, F., Beckmann, B., Curbach, M.: Anwendungsbeispiele für Textilbetonverstärkung, in: Beton- und Stahlbetonbau Spezial - Verstärken mit Textilbeton, 2015, S.74-82.
- [60] Curbach, M.; Ortlepp, R.; Weiland, S.; Hauptenbuchner, B.: Textilbewehrter Beton zur Verstärkung eines Hyparschalentragwerks in Schweinfurt, in: Beton- und Stahlbetonbau 102 (2007), Heft 6, S. 353–361.
- [61] Weiland, S.; Curbach, M.: Eine äußerst sinnvolle Ergänzung – Für das Bauen im Bestand wird Textilbeton immer bedeutungsvoller, in: Deutsches Ingenieurblatt 09/2009, S. 17–23.
- [62] Weiland, S.; Hankers, C.: Textilbewehrter Spritzbeton. 18. Holcim Betontagung 30.08.2012, Zürich, Schweiz.
- [63] Weiland, S.; Schladitz, F.; Schütze, E.; Timmers, R.; Curbach, M.: Rissinstandsetzung eines Zuckersilos, in: Bautechnik 90 (2013), Heft 8, S. 498–504.
- [64] Weiland, S.; Hankers, C.: Die Verstärkung eines Silos mit textildbewehrtem Spritzbeton. Erhaltung von Bauwerken. 3. Kolloquium 22./23.01.2013, Technische Akademie Esslingen – TAE, Ostfildern.
- [65] Al-Jamous, A.: Instandsetzung der historischen Bogenbrücke in Naila, in TUDALIT Magazin, Heft 15, 2016, S. 1.
- [66] Orłowsky, J., Raupach, M. und Westendarp, A.: Textildbewehrte Spritzmörtelschichten zur Instandsetzung von Wasserbauwerken, in: Restoration of Buildings and Monuments / Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege, Vol. 17 (2011), No. 3/4, pp. 181–190

- [67] Orlowsky, J., Raupach, M., Westendarp, A., Öztürk, T.: Textilbewehrte Spritzmörtelschichten zur Instandsetzung von Wasserbauwerken, in: Beton 12/2011, S.486-490.
- [68] Lieboldt, M.: *Feinbetonmatrix für Textilbeton: Anforderungen – baupraktische Adaption – Eigenschaften*; in Beton- und Stahlbetonbau Spezial 110 (2015), Heft S1, Berlin: Ernst & Sohn, 2015, S. 22-28.
- [69] ÖNORM B 4710-1: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität, 2007
- [70] ÖNORM EN 1936:2007-02-01: Prüfverfahren für Naturstein – Bestimmung der Reindichte, der Rohdichte, der offenen Porosität und der Gesamtporosität. Ausgabe 2007
- [71] Fib Bulletin 34: *Model Code for Service Life Design*, prepared by fib Task Group 5.6, 2006.
- [72] ÖNORM EN 12390-11:2015-12-01: Prüfung von Festbeton – Teil 11: Bestimmung des Chloridwiderstandes von beton – Einseitig gerichtete Diffusion. Ausgabe 2015
- [73] Setzer, M. J., Fagerlund, G., Janssen, D. J.: CDF-Test – *Prüfverfahren des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton – Prüfung mit Taumittel-Lösung (CDF)*. RILEM Recommendation, in Material and Structures: No. 29 (193). pp. 523-528 (in Beton + Fertigteil-Technik, 1997 in dt. Übersetzung, 1997
- [74] Hunkeler, F.: Einfluss des CO₂-Gehaltes, der Nach- und Vorbehandlung sowie der Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Beton, Beton- und Stahlbetonbau, vol. 107, Nr. 9, S. 613–624, 2012
- [75] SIA 262/1: 2013-08: *Betonbau - Ergänzende Festlegungen*, Ausgabe 2013
- [76] ÖNORM EN 13396: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Prüfverfahren, Messung des Eindringens von Chloridionen, 2004
- [77] ÖBV-Richtlinie: Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton, 2014
- [78] BAW-Merkblatt: *Frostprüfung von Beton (MFB)*, Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 2012

- [79] ÖNROM CEN/TS 12390-9: Prüfung von Festbeton - Teil 9: Frost- und Frost-Tausalz-Widerstand – Abwitterung, 2017
- [80] Deutsche Bauchemie e.V. (DBC), 'Umwelt-Produktdeklaration - Betonzusatzmittel - Wirkungsgruppe Betonverflüssiger und Fließmittel' (IBU – Institut Bauen und Umwelt e.V., 2014), URL: <http://www.bau-umwelt.de>
- [81] BAW-Merkblatt: *Frostprüfung von Beton (MFB)*, Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau, 2012
- [82] SN EN 206:2013: *Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*, Schweizerische Ingenieur- und Architektenverein (SIA 262.051), Ausgabe 2014
- [83] ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung), Ausgabe 2015
- [84] ÖNORM EN ISO 14040:2006: International Organisation for Standardization (ISO), Environmental management – Life cycle assessment – Principles and framework, Umweltmanagement – Ökobilanz, Grundsätze und Rahmenbedingungen, 2006
- [85] SimaPro, Software für Ökobilanzierung: <http://www.simapro.de/SimaPro-Software.67.0.html>, (Zugriff Juni 2014)
- [86] Ecoinvent Centre: *life cycle inventory (LCI) data, database ecoinvent data*, URL: <http://www.ecoinvent.org/database/>
- [87] DIN 1048: Prüfverfahren für Beton. Festbeton in Bauwerken und Bauteilen, Berlin: Beuth, 1991
- [88] ÖNORM B 4706:2015-07-15: Instandsetzung von Betonbauwerken - Nationale Festlegungen für Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betonbauwerken gemäß ÖNORM EN 1504
- [89] ÖNORM EN 1504-9:2008-12-01: Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken - Definitionen, Anforderungen, Qualitätsüberwachung und Beurteilung der Konformität - Teil 9: Allgemeine

Grundsätze für die Anwendung von Produkten und Systemen; Österr. Fassung EN 1504-9

- [90] ÖBV: Richtlinie für Erhaltung und Instandsetzung von Bauten aus Beton und Stahlbeton. Wien: Österreichische Bautechnik Vereinigung, 2014
- [91] Ortlepp, R.: *Aspekte der Sanierung und Verstärkung von Betonbauteilen*; Habilitationsschrift, Technische Universität Dresden, April 2015
- [92] Solidian GmbH: *Technische Datenblätter*; <https://www.solidian.com/downloads/>, Stand 06.11.2018
- [93] Curbach, M., Lorenz, E., Schladitz F., Schütze, E., Weiland, S.: Gesamtbericht der experimentellen Untersuchungen zur allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für ein Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Tudalit (Textilbewehrter Beton); Institut für Massivbau der TU Dresden, 2014
- [94] ÖNORM EN 1990 Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung), Ausgabe 2013.
- [95] ACI: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI Committee 440, USA, 2008
- [96] CSA: Design and construction of building components with fibre-reinforced polymers; CHBDC, S806-02; S6-00, 2006
- [97] Nguyen V.T., Nigitz, D., Radchenko, A., Krüger, M., Krschey, E.: *RetroTeC – Stand der Technik*. Institut für Betonbau IBB und Institut für Materialprüfung und Baustofftechnologie IMBT, TU Graz, Graz, 05.04.2017. (File: \\fsc02\TVFA\Projekte\042-RetroTec-Textilbeton\Bericht\Zwischenbericht_2017 „20170405 - Stand der Technik_Fassung_31082017 Endversion“)
- [98] fib: *Model Code for Concrete Structures 2010*; Ernst&Sohn, ISBN: 978-3-433-60408-3, 2013
- [99] Kulas, C.H.: Zum Tragverhalten getränkter textile Bewehrungselemente für Betonbauteile; Dissertation, RWTH Aachen, 2013

- [100] Weiland, S.: Interaktion von Betonstahl und textiler Bewehrung bei der Biegeverstärkung mit textilbewehrten Beton; Dissertation, TU Dresden, 2009
- [101] Lorenz, E.: Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices; TU Dresden, 2014
- [102] Lorenz, E., Schütze E., Weiland, S.: *Textilbeton-Eigenschaften des Verbundwerkstoffes*; Beton- und Stahlbetonbau, Ernst&Sohn, 2015
- [103] Schlicke, D.: Mindestbewehrung zwangbeanspruchter Betonbauteile unter Berücksichtigung der erhärtungsbedingten Spannungsgeschichte und der Bauteilgeometrie; Dissertation, TU Graz, 2014
- [104] ÖNORM EN 196-1:2016-10-15: *Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit*. Ausgabe 2016
- [105] ÖNORM EN 196-3:2009-02-01: *Prüfverfahren für Zement – Teil 3: Bestimmung der Erstarrungszeiten und der Raumbeständigkeit*. Ausgabe 2009
- [106] ÖNORM EN 196-1:2016-10-15: *Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit*. Ausgabe 2016
- [107] Krüger, M., Bregar, R., David, G.A., Juhart, J.: *Non-destructive evaluation of eco-friendly Cementous materials by ultrasound*. Int. RILEM Conf. on Materials, Systems and Structures in Civil Engineering; 22-24. August 2016, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark, 2016
- [108] Krüger, M., Lehmann, F., *SmartPick – User Manual*, Rev. 1.50. Smartmote, 2010
- [109] Hunkeler, F.: *Einfluss des CO₂-Gehaltes, der Nach- und Vorbehandlung sowie der Luftfeuchtigkeit auf die Karbonatisierungsgeschwindigkeit von Beton*, Beton- und Stahlbetonbau, vol. 107, Nr. 9, S. 613–624, 2012
- [110] Juhart, J. et al.: *Forschungsprojekt Ressourcen-optimierter Beton für Fertigteile „Öko²Beton“*, Endbericht 1. Forschungsjahr vom 30.1.2014, an die Projektpartner ausgesandt
- [111] Fischer, G. & Juhart, J.: *Umweltwirkungen von Zusatzstoffen und Zusatzmitteln für ökologisch optimierten Beton*, Tagungsband des 2. Grazer Betonkolloquiums, 2014

- [112] Reinisch, J. & Scholz, S. N.: *Aspekte der ökologischen Bewertung der Ausgangsstoffe von Beton, Einfluss der Mahlfeinheit von Zusatzstoffen auf deren ökologische Bewertung*, Bachelor Projektarbeit, Institut für Materialprüfung TU Graz, Graz, 2014
- [113] Schiessl, P. & Stengel, Th.: *Nachhaltige Kreislaufführung mineralischer Baustoffe*. Forschungsbericht der Technischen Universität München, Abteilung Baustoffe, München, 2006

11 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1.1: Vergleichen der Festigkeitseigenschaften des Fasermaterials	10
Abbildung 1.2: Spannungsverteilung am Roving, links nicht imprägniert, rechts imprägniert [7].....	14
Abbildung 1.3: Spannungs-Dehnungsbeziehungen verschiedener Faservovings im Vergleich. [9]	15
Abbildung 1.4: Schematische Darstellung gebräuchlicher Textilien: a) Gewebe, b) Gestrick, c) biaxiales Gelege, d) multiaxiales Gelege [1].....	15
Abbildung 1.5: Mögliches Betonversagen infolge eines gekrümmten Faserverlaufs [1].....	16
Abbildung 1.6: Eigenspannungen eines gebogenen Rovings in Abhängigkeit von der Querschnittsgeometrie [1].....	17
Abbildung 1.7: Grenzsieblinien des Feinbetons der Trockenmischung TF 10 [14].....	22
Abbildung 1.8: Schematische Darstellung des Laminier-Verfahrens [1]	25
Abbildung 1.9: Ausführungsvarianten von Arbeitsfugen: links mit Anschlussbewehrung, rechts als indirekter Anschluss.....	29
Abbildung 1.10: Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines Textilbetonbauteils unter zentrischer Zugbeanspruchung [1]	31
Abbildung 1.11: Mikroskopische Aufnahme eines AR-Glas-Querschnitts mit 400 Fasern in einer Feinbetonmatrix [1]	32
Abbildung 1.12: Rissbilder Versuchsserie 1 [29].	34
Abbildung 1.13: Rissbilder Versuchsserie 2 [29].	34
Abbildung 1.14: Versuchsaufbau 4-Punkt-Biegeversuche von TU Graz [30].	35
Abbildung 1.15: Ergebnisse 4-Punkt-Biegeversuche bis zu einer Verformung von 12 mm [30].....	35
Abbildung 1.16: Ergebnisse 4-Punkt-Biegeversuche bis zu einer Verformung von 120 mm [30].....	35
Abbildung 1.17: Arten des Verbundversagens für die Verstärkung aus Textilbeton nach [42] aus [13].....	37
Abbildung 1.18: Prinzipielle Abhängigkeit der auftretenden Verbundversagenstypen 1 und 3 in Abhängigkeit der	

Altbetonfestigkeit und des wirksamen Flächenanteils nach [42] aus [13].	39
Abbildung 1.19: Konzept und Komponenten des DUREX, Rissanzahl in der Schutzschicht $N < 1$, Rissbreite in der Schutzschicht $< 0,1$ mm, im Altbeton $> 0,1$ mm, aus [45], [46].	40
Abbildung 1.20: Darstellung der Verknüpfung der Untersuchungsparameter von [51].	42
Abbildung 1.21: Wirkungsweise von Textilbetonumschnürungen.	43
Abbildung 1.22: Aufbringen der Textilbetonverstärkungsschicht	49
Abbildung 1.23: Hyparschale der Fachhochschule Schweinfurt nach der Sanierung	49
Abbildung 1.24: Parallele Ausführung von Feinbetonauftrag und Textilapplikation[59].	50
Abbildung 1.25: Applikation des Carbontextils an der Hallendecke	51
Abbildung 1.26: Einbringen des vorkonfektionierten Carbontextils	52
Abbildung 1.27: Instandsetzung der Bogenbrücke in Naila [65]	53
Abbildung 1.28: Durchgeführte Instandsetzung nach dem ersten Winter [67]	54
Abbildung 2.1: Kriterium Klebrigkeit/Haftung an einer senkrechtstehenden rauen und vorgeässten Oberfläche.	58
Abbildung 2.2: Korngrößenverteilung der Feinbetonmischungen D003, I007 und I024	59
Abbildung 2.3: Min-Max-Darstellung der Korngrößenverteilung für die TF10 in Kombination mit den Mischungen D003 und I024.	59
Abbildung 2.4: Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen	61
Abbildung 2.5: Ergebnisse der Biegezugfestigkeitsprüfungen	62
Abbildung 2.6: Ergebnisse der E-Modulprüfung	62
Abbildung 2.7: Autogenes Schwinden nach 28 Tagen	64
Abbildung 2.8: Gesamtschwinden nach 28 Tagen	64
Abbildung 2.9: Testbehälter für die Bestimmung des E- und Schubmoduls	65
Abbildung 2.10: Entwicklung der dynamischen Elastizitäts- und Schubmodul der Feinbetonmischungen I024 und TF10	66
Abbildung 3.1: Skizze einer der Probelplatten (Angaben in mm) samt der Verteilung den Einbindungslängen sowie Lage der geplanten Haftzugversuche	68

Abbildung 3.2: HDW-Strahlung der Probekörper.....	69
Abbildung 3.3: Setzfließmaß des frischen UHPC	70
Abbildung 3.4: Aufsprühen des Feinbetons auf eine senkrecht stehende Betonplatte (links) und Einarbeitung des Carbondtextils in die erste Sprühbetonlage (rechts)	70
Abbildung 3.5: Versagen des Balkens UHPC-VL-AAE-12-2 (Garnbruch).....	71
Abbildung 3.6: Versagen des Balkens UHPC-VL-CCS-4-3 (Garnauszug).....	71
Abbildung 3.7: Kraft-Durchbiegungsdiagramme für Balken mit epoxidharzgetränktem Carbon-Gelege.....	72
Abbildung 3.8: Kraft-Durchbiegungslinien für Balken mit Textilien von AR- Glas mit Epoxidharzgetränkung.....	72
Abbildung 3.9: Kraft-Durchbiegungslinien für Balken mit Textilien von Carbon mit Styrolbutadiengetränkung	73
Abbildung 3.10: Kraft-Durchbiegungslinien für Balken mit Textilien von AR- Glas mit Styrolbutadiengetränkung.....	73
Abbildung 3.11: Skizze des Probekörpers für die 3-Punktbiegeversuche der zweiten Versuchsserie.....	76
Abbildung 3.12: Ergebnisse der beiden Versuchsserien für Carbon+SBR Textil mit UHPC (Δ -Garnauszug, X-Garnbruch).....	81
Abbildung 3.13: Ergebnisse der beiden Versuchsserien für AR-Glas+EP- Textil mit UHPC (Δ -Garnauszug, X-Garnbruch).....	81
Abbildung 3.14: Ergebnisse der beiden Versuchsserien für AR-Glas+EP- Textil mit Feinbeton (Δ -Garnauszug, X-Garnbruch).....	82
Abbildung 4.1: Sprühgerät der Fa. Lorencic, Graz	83
Abbildung 4.2: Sprühstände aus alten Paletten und Waschbetonplatten mit Rahmen	84
Abbildung 4.3: Aufsprühen der ersten Lage Feinbeton	84
Abbildung 4.4: Einarbeiten des Carbondtextils.....	85
Abbildung 4.5: Nachgeglättete Feinbetonoberfläche der 2. Sprühlage	85
Abbildung 4.6: Einzelne Einarbeitung der vorgeschrittenen Textilgelege.....	86
Abbildung 4.7: Aufsprühen der 2. Feinbetonlage mit I024	86
Abbildung 4.8: Oberflächenvorbehandlung mittels HDW-Strahlung (Fa. Junger GmbH.).....	87

Abbildung 4.9: Intakte, ungerissene sowie durchgerissene Probekörper nach der Biegezugprüfung	88
Abbildung 4.10: Gesprühte Platte aus Feinbeton in Kiste	88
Abbildung 4.11: Grafische Darstellung der Ergebnisse der Druck- und Biegezugfestigkeiten	90
Abbildung 4.12: Ergebnisse mit Standardabweichungen der Wasseraufnahme, der offenen Porosität und der Gesamtporosität	92
Abbildung 4.13: Karbonatisierungstiefen (d_k) nach 28, 70, 140 und teilweise 280 Tagen Lagerung bei 2% CO ₂	93
Abbildung 4.14: Beispielhafte Darstellungen der mit Phenolphthalein besprühten Flächen von TF10, I024 und UHPC	95
Abbildung 4.15: Tiefenprofil über die Chloridkonzentration, die Kurven wurden zur Berechnung des Chloriddiffusionskoeffizienten D _{nss} in m ² /s (Kästchen) [72] angepasst.	98
Abbildung 4.16: Ergebnisse der CDF-Tests	100
Abbildung 4.17: Ökologische-Bewertung der untersuchten Betone	103
Abbildung 5.1: Skizze und Durchführung der Haftzugversuche	104
Abbildung 5.2: Versagensbereiche der Haftzugversuche bei Verwendung von Feinbeton mit AR-Glas+EP (links) und mit AR- Glas+SBR (rechts)	107
Abbildung 5.3: Versagensbereiche der Haftzugversuche bei Verwendung von Feinbeton mit Carbon+EP (links) und mit Carbon+SBR (rechts)	108
Abbildung 5.4: Versagensbereiche der Haftzugversuche bei Verwendung von UHPC mit AR-Glas+EP (links) und mit AR-Glas+SBR (rechts)	108
Abbildung 5.5: Versagensbereiche der Haftzugversuche bei Verwendung von UHPC mit Carbon+EP (links) und mit Carbon+SBR (rechts)	108
Abbildung 5.6: Skizze und Durchführung der Haftscherversuche	109
Abbildung 5.7: Beispiel für den Bruch in der Fuge der Probe HS-UHPC-35-2	111
Abbildung 5.8: Beispiel für den Bruch in der Fuge/Aufbetonschicht der Probe HS-FEIN-35-3	111

Abbildung 5.9: Modell für FE-Simulationen	112
Abbildung 6.1: Sanierungsfläche 1 - Auszug aus dem Plan: Sanierung Objekt E32 Gabersdorf.....	115
Abbildung 6.2: Seitenansicht der Sanierungsfläche 1	115
Abbildung 6.3: Sanierungsfläche 2 - Auszug aus dem Plan: Sanierung Objekt E32 Gabersdorf.....	116
Abbildung 6.4: Ansicht der Sanierungsfläche 2.....	116
Abbildung 6.5: Übergang von Sanierungsfläche 1 zu Sanierungsfläche 2.....	117
Abbildung 6.6: Sanierungsfläche 1 und 2 (mit grün markiert) - Plan: Sanierung Brückenbauwerk E32 Gabersdorf.....	117
Abbildung 6.7: Sprühgerät MAI®2PUMPLYRA-P/N 158838 der Fa. MAI.....	118
Abbildung 6.8: Prinzip einer Betoninstandsetzung mit Textilbeton und einer Lage Carbon-Textil solidian GRID Q85/85-CCE-21.....	122
Abbildung 6.9: Vorbereiten der Sanierungsflächen durch Entfernen (Stemmen) des beschädigten Betons.....	122
Abbildung 6.10: Ersatz der stark korrodierten Bewehrung durch neue Bewehrungsstäbe.....	123
Abbildung 6.11: Vorbereiten der Sanierungsflächen durch Wasserstrahlung bei 2500 bar	123
Abbildung 6.12: Entrosten der Bewehrung durch Sandstrahlen	124
Abbildung 6.13: Anbringen des Textils mittels spezieller Abstandhalter DÜNA Fassadendübel mit Abstand (Typ M)	124
Abbildung 6.14: Foto- Sprühen des Feinbetons bzw. Füllen der Hohlstellen (etwa 8 cm hinter das Textilgelege) durch die die textile Bewehrung	125
Abbildung 6.15: Füllen der Hohlstellen (2 Stunden Wartezeit nach Sprühen dieser Schicht)	125
Abbildung 6.16: Einbringen der Textilien durch Laminieren und Sprühen der zweiten Feinbetonschicht (1,5 cm)	126
Abbildung 6.17: Sprühen einer dünnen Schicht Feinbeton (links) und Glätten von Oberflächen (rechts)	126
Abbildung 6.18: Nachbehandlung der sanierten Flächen durch Abdecken mit Folie für den Zeitraum von 3 Tagen.....	127
Abbildung 6.19: Sanierte Flächen nach 28 Tagen.....	127

Abbildung 6.20: Aufnahme der Rissbreiten	128
Abbildung 6.21: Dokumentation der Rissbreiten	129
Abbildung 6.22: <i>Abmessungen der Stützen für Großversuche</i>	130
Abbildung 6.23: <i>Herstellung der Probekörper aus Normalbeton</i>	131
Abbildung 6.24: <i>Herstellung der Stützenverstärkung</i>	132
Abbildung 6.25: Anordnung der Messinstrumente und Versagensbilder der für Normalbetonstütze (oben) und verstärkte Stütze (unten)	133
Abbildung 6.26: Traglast-Dehnungsdiagramm der beiden Stützenversuche	134
Abbildung 6.27: Anordnung der Messinstrumente und Versagensbilder für Normalbetonstütze (oben) und verstärkte Stütze (unten) der zweiten Versuchsserie	136
Abbildung 6.28: Traglast-Dehnungsdiagramm der neuen Stützenversuche	136
Abbildung 6.29: detaillierte Messungen der globalen Längsstauchungen an den Normalbetonstützen	137
Abbildung 6.30: detaillierte Messungen der globalen Längsstauchungen und Querdehnungen an den Normalbetonstützen	137
Abbildung 6.31: detaillierte Messungen der globalen Längsstauchungen an der verstärkten Stützen	138
Abbildung 6.32: detaillierte Messungen der globalen Längsstauchungen und Querdehnungen an der verstärkten Stützen	138
Abbildung 6.33: Modell für Normalbetonstütze (links) und Verstärkungsschicht (rechts)	139
Abbildung 6.34: Modell für neue Normalbetonstütze mit Verstärkungsschicht und Umschnürung an der Schnittstelle (links) und simuliertes Versagen (rechts)	140
Abbildung 6.35: Vergleich der Versuchsergebnisse und FE-Simulationen	141
Abbildung 7.1: prinzipielle Darstellung der Zugverstärkung bei Biegebauteilen	142
Abbildung 7.2: Vorgehensweise zur Ermittlung der Beanspruchung im SLS	143
Abbildung 7.3: idealisierte bilineare mittlere und charakteristische Spannungs-Dehnungs-Verläufe sowie Bemessungskennlinie nach CURBACH et al. [93]	144

12 TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1.1: Typische Eigenschaften von Carbonfasern (nach[1]) und Abbildung 1)	11
Tabelle 1.2: Typische Eigenschaften von AR-Glasfasern (nach[1]) und Abbildung 1)	12
Tabelle 1.3: Mischung mit guter Klebrigkeit für Spritzen.....	19
Tabelle 1.4: Beispiele für spritzfähige Feinbetonrezepturen aus dem SFB 528 [12], [18], [19], [23].....	20
Tabelle 1.5: Technische Daten - Pagel®/Tudalit® Feinbeton TF10 [14].....	22
Tabelle 1.6: Typische mechanische Eigenschaften von Textilbeton [1]	31
Tabelle 1.7: Betonkennwerte, Prüfalter 28 d [43]	40
Tabelle 1.8: Mechanische Eigenschaften und Kennwerte der textilen Gelege von [48],[51].	42
Tabelle 1.9:Untersuchte Materialien am Wehr Horkheim [66]	53
Tabelle 2.1: Feinbetonzusammensetzungen (Angaben in kg/m³).....	55
Tabelle 2.2: Frisch- und Festbetoneigenschaften der untersuchten Feinbetone	60
Tabelle 3.1: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse der Biegezugversuche mit UHPC und Feinbeton.....	74
Tabelle 3.2.: Zusammenfassung der Versuchsergebnisse von zweiter Versuchsserie	76
Tabelle 3.3: Zusammenfassung den Ergebnissen von beiden Serien	79
Tabelle 3.4: Zusammenstellung der Bemessungskenngrößen.....	80
Tabelle 4.1: Form/ Nennmaße und Lagerung der Prüfkörper für die Dauerhaftigkeitsprüfungen	89
Tabelle 4.2: Ergebnisse zur Wasseraufnahme, der offenen Porosität, der Gesamtporosität und der Reindichte der gesprühten Feinbetonmischungen ohne Textilgelege und des gegossenen UHPC.....	91
Tabelle 4.3: Ergebnisse der beschleunigten Karbonatisierung.....	96
Tabelle 4.4: Dauerhaftigkeitseigenschaften R4/XF4-Feinbetonmischung "IMBT" 024	101
Tabelle 4.5: Ökobilanzielle Kennwerte der Ausgangsstoffe.....	102
Tabelle 4.6: Ökobilanzielle Kennwerte der untersuchten Betone	102

Tabelle 5.1: Ergebnisse der Haftzugversuche mit UHPC	105
Tabelle 5.2: Ergebnisse der Haftzugversuche mit Feinbeton	106
Tabelle 5.3: Gesamtergebnisse der Haftzugversuche.....	107
Tabelle 5.4: Ergebnisse der Haftscherversuche von UHPC und Bestandbeton	109
Tabelle 5.5: Ergebnisse der Haftscherversuche von Feinbeton und Bestandbeton	110
Tabelle 6.1: Rezepturzusammensetzung, Frisch- und Festbetoneigenschaften des Spritzfeinbetons I024	118
Tabelle 9.1: Vorschlag Rezeptur R4/XF4 Fein-Beton Mischung I024.....	152
Tabelle 9.2: Frisch- und Festbetoneigenschaften R4/XF4-Fein-Beton Mischung "Eigen IMBT" 024	153
Tabelle 9.3: Dauerhaftigkeitseigenschaften R4/XF4-Fein-Beton Mischung I024.....	153