

Gefördert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung

SCHLUSSBERICHT
nach Nr. 3.2 BNBest-BMBF98

C³-Verbundvorhaben V4.12:

**Instandsetzung von geschädigten Beton-
fahrbahndecken mit Carbonbeton**

Teilvorhaben C3-V4.12-II:

Rissbreitenuntersuchung

Zuwendungsempfänger:	Technische Universität Dresden Institut für Massivbau 01062 Dresden
Förderkennzeichen:	03ZZ0352B
Laufzeit des Vorhabens:	01.03.2017 – 31.08.2019
Berichtszeitraum:	01.03.2017 – 31.08.2019

Beteiligte Institute und Antragsteller:

Lehrstuhl für Baustofftechnik

Ruhr-Universität Bochum, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher (Koordination)

Institut für Massivbau (IMB)

Technische Universität Dresden (TUD), Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Manfred Curbach

Ansprechpartnerin:

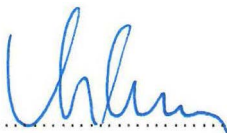
Dipl.-Ing. Kristina Farwig

Projektförderer/Projektträger:

Das diesem Bericht zugrunde liegende Teilvorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung (BMBF) unter dem Förderkennzeichen 03ZZ0352B und unter der Trägerschaft des Projektträgers Jülich gefördert. Die Verantwortung für die Inhalte des Abschlussberichts liegt bei den jeweilig beteiligten Instituten.



Dresden, 28.02.2020



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Manfred Curbach

Institutsdirektor

Inhaltsverzeichnis

1	KURZE DARSTELLUNG – GESAMTVORHABEN (03ZZ0352-A/-B)	1
1.1	Aufgabenstellung	1
1.2	Voraussetzungen unter denen das Projekt durchgeführt wurde	2
1.3	Planung und Ablauf des Vorhabens	3
1.3.1	Unterteilung in Arbeitspakete	3
1.3.2	Balkenplan	3
1.3.3	Ablauf und Organisation.....	10
1.4	Wissenschaftlicher und technischer Stand	10
1.5	Angabe bekannter Konstruktionen, Verfahren und Schutzrechte, die für die Durchführung des Vorhabens benutzt wurden	11
1.6	Zusammenarbeit mit anderen Stellen	12
1.7	Durch RUB verwendete Fachliteratur sowie benutzte Informations- und	13
1.8	Durch TUD verwendete Fachliteratur sowie der benutzte Informations- und Dokumentationsdienste.....	18
2	EINGEHENDE DARSTELLUNG	20
2.1	Verwendung der Zuwendung und des erzielten Ergebnisses im Einzelnen, mit Gegenüberstellung der vorgegebenen Ziele.....	20
	TEIL A: RUB (FÖRDERKENNZEICHEN: 03ZZ0352A)	20
2.1.1	Allgemeines	20
2.1.1.1	<i>Betone für Fahrbahndecken</i>	20
2.1.1.2	<i>Beanspruchungen von Fahrbahndecken aus Beton und Spannungsentwicklung</i>	21
	<i>Lastunabhängige Beanspruchungen und daraus resultierende Risse</i>	21
	<i>Lastabhängige Beanspruchungen: Verkehr als zyklische Beanspruchung</i>	25
2.1.1.3	<i>Rissbreitenbeschränkung und Fugenbewegungen</i>	26

2.1.1.4	Verbundverhalten Altbeton und Neubeton.....	30
	Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton und Bildung von Reflexionsrissen	30
	Reflexionsrisse.....	32
	Delamination von Zweischichtsystemen unter zyklischer Beanspruchung.....	33
2.1.1.5	Instandsetzung von Verkehrsflächen.....	34
	Instandsetzungskonzepte mit durchgehender Fuge.....	35
	Instandsetzungskonzepte bei denen die Fugen überbaut werden	37
	Fertigteile	38
2.1.2	Betonzusammensetzung.....	39
2.1.3	Verwendete Carbonbewehrung.....	41
2.1.4	Einbauversuche Carbonbeton.....	42
2.1.5	Verbundversuche: statische sowie dynamische / zyklische Biegezugversuche.....	44
	TEIL B: TUD (FÖRDERKENNZEICHEN: 03ZZ0352B).....	45
2.1.6	Stand der Technik – Rissbreitenuntersuchung in bewehrten Betonen.....	45
2.1.7	Verarbeitungsversuche am Frischbeton.....	49
2.1.8	Kennwertermittlung mit Versuchen am Verbundkörper in Standardversuchen	50
2.1.8.1	Übersicht über durchgeführte Versuche am Verbundkörper.....	50
2.1.8.2	Auszugversuche zur Ermittlung des Verbundverhaltens zwischen Beton und Textil.....	52
2.1.8.3	Ermittlung einer Schubspannungs-Schlupf-Beziehung	53
2.1.8.4	Dehnkörperversuche zur Betrachtung der Rissentwicklung.....	54
2.1.8.5	Übergreifungsversuche	62
2.1.8.6	Versuche zur Dichtigkeit an Probekörpern	65
2.1.9	Experimentelle Untersuchung zum Temperaturlastfall.....	66
2.1.9.1	Bestimmung des Temperatureausdehnungskoeffizienten	66
2.1.9.2	Experimentelle Voruntersuchung zur Einstellung eines Temperaturgradienten	68
2.1.9.3	Temperaturversuche an drei unterschiedlichen Versuchsaufbauten	70
2.1.10	Numerische Lastfalluntersuchung	75

2.1.11	Entwicklung eines analytischen Modells	80
2.1.11.1	Vorgehensweise.....	80
2.1.11.2	Vergleich der Ergebnisse.....	85
2.1.12	Fazit – Teilvorhaben (03ZZ0352B).....	90
2.1.13	Anhang – Teilvorhaben (03ZZ0352B).....	92
GESAMTVORHABEN (03ZZ0352-A/-B)	104
2.2	Zusammenfassung – Gesamtvorhaben	104
2.3	Wichtigste Positionen des zahlenmäßigen Nachweises	104
2.4	Notwendigkeit und Angemessenheit der geleisteten Arbeit	105
2.5	Voraussichtlicher Nutzen, insbesondere Verwertbarkeit der Ergebnisse im Sinne des fortgeschriebenen Verwertungsplans	105
2.6	Während der Durchführung des Vorhabens dem ZE bekannt gewordenen Fortschritts auf dem Gebiet des Vorhabens bei anderen Stellen	106
2.7	Erfolgte oder geplante Veröffentlichungen der Ergebnisse	106
3	ANLAGE – ERFOLGSKONTROLLBERICHT	107
3.1	Beitrag des Ergebnisses zu den förderpolitischen Zielen, z.B des Förderprogramms	107
3.2	Wissenschaftlich-technisches Ergebnis des Vorhabens, erreichte Nebenergebnisse und gesammelte wesentliche Erfahrungen	108
3.3	Fortschreibung des Verwertungsplans.....	108
3.3.1	Erfindungen und Schutzrechtsanmeldungen	108
3.3.2	Wirtschaftliche Erfolgsaussichten mit Zeithorizont	108
3.3.3	Wissenschaftlich-technische Erfolgsaussichten mit Zeithorizont.....	109
3.3.4	Wissenschaftliche und wirtschaftliche Anschlussfähigkeit	109
3.4	Arbeiten, die zu keiner Lösung geführt haben.....	110
3.5	Präsentationsmöglichkeiten für mögliche Nutzer	110
3.6	Einhaltung der Ausgaben- und Zeitplanung	110
4	„KURZFASSUNG“ (BERICHTSBLATT/ CONTROL SHEET)	111

1 KURZE DARSTELLUNG – GESAMTVORHABEN (03ZZ0352-A/-B)

1.1 Aufgabenstellung

In Deutschland werden Betonfahrbahndecken i.d.R. mit Gleitschalungsfertigern unbewehrt hergestellt und Längs- und Quertiefen in diese eingeschnitten, sobald sie schadfrei befahrbar sind. Diese Scheinfugen dienen der Vermeidung von wilder Rissbildung und unterteilen die Fahrbahndecke in einzelne Platten. Zum Schutz vor Eindringendem Wasser und Schmutzpartikeln werden die Fugen mit geeigneten bituminösen Dichtmassen, elastischen Fugenprofilen oder mit Kaltverguss (selten) verschlossen. Um Pumpeffekte oder Hohllagen zu vermeiden und somit über die Nutzungsdauer Schäden durch eindringendes Wasser zu vermeiden, erfordern die Fugen fortlaufende Wartung. [1], [2]

Aus Mangel an marktreifen Alternativen müssen Betonfahrbahndecken im Regelfall grundhaft erneuert werden, selbst dann, wenn der Fahrbahnbeton nur oberflächlich geschädigt ist. Dies kann beispielsweise der Fall sein, wenn Griffigkeits- oder Ebenheitsprobleme vorliegen, eine Waschbetontextur zur Lärminderung aufgebracht werden soll oder der Beton großflächige Brandschäden aufweist. [3]

Zweckmäßig wäre daher ein Instandsetzungsverfahren, mit dem eine neue, fugenlose Betondeckschicht auf den alten, mit Fugen durchsetzten Unterbeton aufgebracht werden könnte. Daher soll im vorliegenden Projekt eine Methode entwickelt werden, welche die Umsetzbarkeit und Funktionalität einer Instandsetzungsschicht aus Carbonbeton untersucht. Diese ermöglicht im Vergleich zu z.B. vergleichbaren stahlbewehrten Fahrbahndecken [4] auf Grund ihrer Korrosionsbeständigkeit verhältnismäßig geringe Schichtdicken.

Das Gesamtziel des Teilvorhabens A der RU Bochum ist eng an die Ziele des Verbundvorhabens angelehnt. Im Wesentlichen beschäftigt sich das Teilvorhaben A mit der Dauerhaftigkeit des Verbundes unter Ermüdungsbeanspruchung. Durch die Arbeiten in Teilvorhaben A soll nachgewiesen werden, dass ein dauerhafter Verbund zwischen Carbonbewehrung und Straßenbeton einerseits, vor allem aber auch in der Verbundfuge zwischen Altbeton und neu appliziertem Carbonbeton gewährleistet werden kann, auch unter zyklischer Verkehrsbeanspruchung. Dieser Nachweis ist vor dem Hintergrund der Arbeiten im Verbundvorhaben (hinsichtlich der Rissbreitenbeschränkung sowie der Verankerungslängen) äußerst wichtig, da die im Teilvorhaben B der TU Dresden angesetzten Daten zum Verbundverhalten zwischen Carbonbewehrung und Beton dauerhaft gültig sein müssen. Ziel von Teilvorhaben B ist es somit, Kennwerte zum Carbonbeton zu liefern und eine Rissuntersuchung an zentrisch auf Zug beanspruchten Carbonbetonproben durchzuführen und die gemessenen Rissbreiten und -abstände rechnerisch zu erfassen.

1.2 Voraussetzungen unter denen das Projekt durchgeführt wurde

Zur Realisierung des Projektes hatten sich folgende Partner zusammengefunden:

- Lehrstuhl für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum (RUB) unter der Leitung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher – betontechnologischer Teil und Verbundverhalten unter dynamischer Beanspruchung
- Institut für Massivbau (IMB) der Technischen Universität Dresden (TUD) unter der Leitung von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Manfred Curbach – Modellierung und Rissbreitenentwicklung Carbonbeton

Der Lehrstuhl für Baustofftechnik verfügt über langjährige Erfahrungen im Bereich dauerhaftigkeitsrelevanter Fragestellungen des Betonbaus. Insbesondere mit Luftporenbetonen (vor allem Fahrbahndeckenbetone), zyklisch beanspruchten Betonen sowie Stahlfaserbetonen liegen einschlägige Erfahrungen vor.

Im Bereich zyklisch beanspruchte Betone und Fahrbahndeckenbetonen wurden diverse Vorhaben in Zusammenarbeit mit der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) durchgeführt. Relevant sind hier u.a. die Vorhaben „Instandsetzung von Betonfahrbahndecken mit dünnschichtigem Neubeton“ und „Auswirkungen dynamischer Beanspruchungen in Beton von Fahrbahndecken auf potentielle Gefügeschädigungen“.

Die umfassende Ausstattung der gemeinschaftlichen von der RUB genutzten Werkhalle und des Labors der Konstruktionsteilprüfung ermöglichte die Durchführung der erforderlichen experimentellen Untersuchungen (u.a. zyklische Belastung von Großbalken) und Untersuchung der betontechnologischen relevanten Fragestellungen. Das Otto-Mohr-Laboratorium der TUD diente zudem mit der notwendigen Prüfausstattung und kompetentem technischen Personal der Durchführung von Versuchen an kleinteiligen Prüfkörpern aus Carbonbeton.

Als Vorläufer des Carbonbetons wird seit Ende der 1990er Jahre der Textilbeton am Institut für Massivbau der TU Dresden untersucht. Im Rahmen der beiden Sonderforschungsbereiche (SFB) SFB 528 und SFB 532 konnte die Forschung u.a. zusammen mit der RWTH Aachen intensiviert werden. Eine Überführung der Forschung in die Baupraxis erfolgte in zahlreichen Projekten und wird aktuell seit 2014 im Verbundprojekt C³ - Carbon Concrete Composite fortgesetzt.

1.3 Planung und Ablauf des Vorhabens

1.3.1 Unterteilung in Arbeitspakete

Seitens der RUB lag der Schwerpunkt auf der Materialentwicklung (Entwicklung eines Straßenbetons inklusive Abstimmung auf die Verwendung mit textiler Bewehrung) und Untersuchungen zum Verbundverhalten von Alt- und Carbonbeton sowie Beton und Textil.

Hauptbestandteil der Arbeiten der TUD waren Betrachtungen zur Rissbreitenbeschränkung und Dauerhaftigkeit des Carbonbetons.

Abweichungen vom Projektplan

Aufgrund der verspäteten Lieferung des Referenztextils SITgrid 040, wurde das Projekt kostenneutral um sechs Monate verlängert.

Das Arbeitspaket 3 wurde in Rücksprache mit dem PTJ und dem C³-Strategieteam gestrichen, da zum einen während der Projektlaufzeit keine geeignete Versuchsstrecke gefunden werden konnte und zum anderen für das Anlegen der Strecke höhere Kosten als im Projektantrag vorgesehen angefallen wären.

1.3.2 Balkenplan

In diesem Verbundforschungsvorhaben erfolgten die Arbeiten beider Teilvorhaben in enger Abstimmung unter den beiden Projektpartnern. Die Auswertung der Literaturrecherche teilten sich die beiden Projektpartner thematisch auf, auch die Festlegung und Beschaffung geeigneter Ausgangsstoffe (AP 0) verteilte sich nach Kernkompetenz auf die beiden Partner. Die Arbeiten der TU Dresden waren im (Haupt-)Arbeitspaket AP 1 und die Arbeiten der Ruhr-Universität Bochum (Haupt-)Arbeitspaket AP2 gebündelt. Das Arbeitspaket 3 sollte durch beide Projektpartner gemeinsam bearbeitet werden.

Es kam im Laufe des Projektes zu einer mittelneutralen Verlängerung und in Rücksprache mit dem PTJ und dem C³-Strategieteam zur Streichung des Arbeitspakets 3 (In-situ Untersuchungen). Von der mittelneutralen Verlängerung des Projektes waren folgende Arbeitspakete betroffen:

AP 1.B: Untersuchung eines Einflusses von Temperatur und Feuchte

AP 1.C: Erstellung eines EDV Modells und Simulation der Rissbildung

AP 2.B: Riss- und Verbundverhalten von Alt- und Neubeton

Die spezifizierten Arbeitspakete wurden nach dem auf den folgenden Seiten abgebildeten Balkenplan bearbeitet.

											Verlängerung																						
AP 0: Vorbereitende Arbeiten			2017										2018										2019										
			I	II	III			IV				I	II			III				IV			I	II			III						
Baustofftechnik RU Bochum	Massivbau TU Dresden	Beide Partner	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
AP 0.A			Arbeitsschritt 0.A: Auswertung und Zusammenführung der Literatur																														
Aktivität	Auswertung und gezielte Aufbereitung der im Zuge der Antragstellung recherchierten Literatur zum Themenkomplex "Textile Bewehrung, Eigenschaften von Carbonfasern und Carbonfasergelegen", Einbezug der Daten aus eigenen Vorarbeiten, Abstimmung und Austausch mit dem Verbundpartner																																
0.A.1																																	
Aktivität			Auswertung und gezielte Aufbereitung der bereits recherchierten Literatur zum Themenkomplex "Verbund- und Faserauszugsverhalten textiler Bewehrung in Beton, nötige Verankerungslängen, Beschränkung von Rissbreiten", Einbezug der Daten aus eigenen Vorarbeiten, Abstimmung und Austausch mit dem Verbundpartner																														
0.A.2																																	
Aktivität			Theoretische Untersuchungen zur Anordnung von Carbondtextilien in Betonfahrbahndecken. Bereitstellung von Rechenmodellen für die Ermittlung von Schubspannungs-Schlupfbeziehungen, Rissbreiten- und -abständen sowie Verankerungslängen sowie zur Rissbildung von Brückenkappen																														
0.A.3																																	
Aktivität	Auswertung und gezielte Aufbereitung der bereits recherchierten Literatur zum Themenkomplex "Verbundverhalten Alt- und Neubeton, Verbundoptimierung, Einfluss zyklischer Beanspruchungen", Einbezug der Daten aus eigenen Vorarbeiten, Abstimmung und Austausch mit dem Verbundpartner																																
0.A.4																																	
Aktivität	Auswertung und gezielte Aufbereitung der bereits recherchierten Literatur zum Themenkomplex "Reflexionsrisse, Schwindverformungen, Spannungsentwicklung", Einbezug der Daten aus eigenen Vorarbeiten, Abstimmung und Austausch mit dem Verbundpartner																																
0.A.5																																	
AP 0.B			Arbeitsschritt 0.B: Beschaffung von Betonausgangsstoffen und Textiler Bewehrung																														
Aktivität	Festlegung einer Basis-Zusammensetzung für einen Straßenbeton mit Carbonbewehrung auf Grundlage einer herkömmlichen Waschbetonrezeptur und Beschaffung der benötigten Betonausgangsstoffe (Zement, Gesteinskörnung, Luftporenbildner, Betonverflüssiger)																																
0.B.1																																	
Aktivität	Recherche, Auswahl und Beschaffung eines geeigneten Textils unter Berücksichtigung der nötigen Randbedingungen (insbesondere Maschenweite)																																
0.B.2																																	

AP 3: In-situ Untersuchungen		2017								2018								2019																					
		I		II		III		IV		I		II		III		IV		I		II		III																	
Baustofftechnik RU Bochum		Massivbau TU Dresden				Beide Partner				1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
AP 3.A	Arbeitsschritt 3.A: Anlage eines Versuchsfeldes																																						
Aktivität 3.A.1	Konzeption eines Versuchsfeldes zur Erprobung des Einbaus sowie des Gebrauchsverhaltens einer dünn-schichtigen Carbonbeton-Schicht in-situ. Besondere Betrachtung der Fugenbereiche																																						
Aktivität 3.A.2	Überwachung des Einbaus; Anlage von 3 unterschiedlich ausgebildeten Teilflächen. Umsetzung von 3 vielversprechenden Varianten aus AP 2 zur Überprüfung der Praxis-tauglichkeit																																						
Aktivität 3.A.3	Begleitung des Versuchsfeldes und regelmäßige Begutachtung (im Projektverlauf), Initialisierung / Vorbereitung von Langzeitmessungen (nach Projektende, nicht Gegenstand des Projektes): Dokumentation der Rissbildung, regelmäßige Überprüfung des Verbundverhaltens (an Bohrkernen), Beurteilung der Fugenbereiche / Wirksamkeit der Fugenüberbrückung																																						
Aktivität 3.A.4	Gegenüberstellung der in-situ Beobachtungen am Versuchsfeld mit den Laborergebnissen																																						

1.3.3 Ablauf und Organisation

Für den Projektverlauf waren folgende Meilensteine vorgesehen, von den die letzten beiden auf Grund der Streichung des Arbeitspakets 3 nicht erreicht wurden:

- Erarbeitung eines optimal eingestellten Carbonbetons
- Rissbreitenbeschränkung und Verbundverhalten erweisen sich als praxistauglich
- Erfolgreicher Einbau des Carbonbetons in-situ
- Carbonbeton zeigt ein adäquates Gebrauchsverhalten

Es fanden Arbeitspaket bezogene Treffen zwischen den Verbundpartnern statt.

1.4 Wissenschaftlicher und technischer Stand

Betonfahrbahndecken werden i. d. R. unbewehrt ausgeführt und mit Gleitschalungsfertigern als linienförmige Bauteile hergestellt. Die Betondecke kann aus einem Beton (einschichtig) oder zwei verschiedenen Betonen (zweischichtig) bestehen. Der Oberbeton wird besonders stark beansprucht, da er neben mechanischen Beanspruchungen aus Verkehr auch verstärkt thermischen und hygri-schen Zwangsbeanspruchungen widerstehen muss. Dementsprechend werden hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Fahrbahndeckenbetonen gestellt, wobei neben der Tragfähigkeit auch die Oberflächeneigenschaften bezüglich Griffigkeit und Lärm-minderung dauerhaft gewährleistet werden müssen [5].

Damit sich infolge von behinderten Temperatur- und Schwindverformungen keine wilden Risse ausbilden, werden in Längs- und Querrichtung Scheinfugen in den jungen Beton eingeschnitten. Diese wirken als Sollbruchstellen, in denen sich Risse lokal fixiert einstellen. Zur Querkraftübertragung werden bereits bei der Betonherstellung im Gleitschalungsfertiger Dübel im Bereich der späteren Querfugen platziert; in den Längsfugen werden Anker angeordnet, die ein „Abwandern“ einzelner Plattenstreifen verhindern [5].

Die Fugen müssen abgedichtet werden, um ein Eindringen von Wasser in den Unterbau zu verhindern und stellen eine maßgebliche Schwachstelle der unbewehrten Bauweise dar. Sie erfordern eine kontinuierliche Wartung und Instandhaltung, was hohe Unterhaltungskosten und Verkehrsbeeinträchtigungen mit sich bringt. Neben diesen Aspekten bei der Instandhaltung erweisen sich Fugen auch bei der Instandsetzung / Erneuerung von geschädigten Betonfahrbahndecken als kritisch. Bei gleichmäßigen Temperatur- und Feuchteänderungen schließen bzw. öffnen sich die Fugen, infolge von Temperatur- und Feuchtegradienten wölben sich die Fahrbahnplatten und damit auch die Plattenränder. [5], [6]

Vor diesem Hintergrund müssen Betonfahrbahndecken im Regelfall grundhaft erneuert werden, selbst dann, wenn der Fahrbahnbeton nur oberflächlich geschädigt ist. Dies kann beispielsweise der Fall sein, wenn Griffigkeits- oder Ebenheitsprobleme vorliegen, eine Waschbetontextur zur Lärminderung aufgebracht werden soll oder der Beton großflächige Brandschäden aufweist [3].

Zweckmäßig wäre daher ein Instandsetzungsverfahren, mit dem eine neue, fugenlose Betondeckschicht auf den alten, mit Fugen durchsetzten Unterbeton aufgebracht werden könnte. Zwar haben fugenlose Betonfahrbahndecken mit durchgehender Längsbewehrung (DBB) in mehreren Praxisversuchen ein gutes Gebrauchsverhalten gezeigt, ein adaptiver Einsatz für dünn-schichtige Instandsetzungen von nur rd. 3 bis 7 cm Stärke, wie sie hier angestrebt werden, lässt sich so aber allein aus Korrosionsschutzgründen nicht realisieren. In der Regel werden solche DBB's mit einer Dicke von 22 cm ausgeführt, wobei die Längsbewehrung aus Korrosionsschutzgründen in Deckenmitte – also mit einer Betonüberdeckung von rund 10 cm angeordnet wird. Damit kann die Stahlbewehrung zwar Zwangsspannungen aus gleichmäßigen Temperaturänderungen abtragen, zum Abtrag von Biegebeanspruchungen ist die mittig eingelegte Stahlbewehrung jedoch wenig geeignet [3].

Wesentlich vorteilhafter verhält sich hier eine Carbonbewehrung aufgrund der Korrosionsbeständigkeit und vergleichsweise hohen (Zug-)Tragfähigkeit des Materials. Die Ausführung einer dünnen, fugenlosen Instandsetzungsschicht erscheint hierbei möglich. Dabei muss die schadhafte Betondecke zunächst abgetragen werden. Die verbleibende gefräste Beton-Unterlage dient als Tragschicht [3]. Als maßgebend für den Erfolg einer solchen Instandsetzungsmethode kann im Wesentlichen ein ausreichender und dauerhafter Verbund zwischen Alt- und Neubeton und eine wirksame Rissbreitenbeschränkung durch den Einsatz der Carbonbewehrung angesehen werden.

1.5 Angabe bekannter Konstruktionen, Verfahren und Schutzrechte, die für die Durchführung des Vorhabens benutzt wurden

Erfindungen und Schutzrechte wurden nach Kenntnisstand der Verfasser zum jetzigen Zeitpunkt nicht angemeldet.

1.6 Zusammenarbeit mit anderen Stellen

Die fortlaufende Ergebnisverwertung hatte im Projekt hohe Priorität. Es wurde dazu stets mit dem C³-Strategieteam (zugehörig zum Projekt C³ - Carbon Concrete Composite im Rahmen von „Zwanzig20 – Partnerschaft für Innovationen“ im Programm „Unternehmen Region“) eng zusammengearbeitet. Dahingehend fanden Quartalstreffen statt, bei denen auf Basis von separaten Zwischenberichten und Ergebnispräsentationen vor dem Vorstand und Vertretern aus Forschung und Industrie die Ergebnisse präsentiert und diskutiert wurden. Durch die stetige Aktualisierung der Ergebnisberichte in dem entsprechenden C³-Portal (<https://portal.bauen-neu-denken.de/Group/Start/uebersicht>) wurden die Forschungsergebnisse zur Verfügung gestellt und somit eine Interaktion und Austausch mit verwandten Forschungsvorhaben ermöglicht. Zudem wurden die Resultate auf den Carbon- und Textilbetontagen (2017 und 2018) dem Fachpublikum vorgestellt.

1.7 Durch RUB verwendete Fachliteratur sowie benutzte Informations- und

- [1] N. Ehrlich und O. Hersel, *Straßnebau heute - Betondecken*, Erkrath: Bau+Technik GmbH, 2010.
 - [2] J. Eisenmann und G. Leykauf, *Betonfahrbahnen*, 2. Auflage, München: Ernst&Sohn, 2003.
 - [3] R. Breitenbücher, „Instandsetzung von Fahrbahnen mit Beton,“ in *19. Internationale Baustofftagung, Tagungsbericht Band 1*, Weimar, 2015.
 - [4] S. Maier, *Durchgehend bewehrte Betondecke*, Diss., München, 2004.
 - [5] R. Breitenbücher und S. Kunz, „Erprobung neuer, innovativer Betonbauweisen und Oberflächentexturen beim Bau der Erschließungsstraße Geseke - Messtechnische Begleitung,“ *Straße und Autobahn*, Nr. Heft 3, pp. S. 181-189, 2014.
 - [6] R. Breitenbücher und C. Sievering, „Externe Alkalizufuhr in zyklisch beanspruchtem Beton und deren Folgen für eine AKR,“ in *Ibausil, 18. Internationale Baustofftagung, Tagungsbericht Band 1*, Weimar, 2012.
 - [7] TL Beton-StB 07, *Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus beton*, Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., 2007.
 - [8] ARS Nr. 5/2006, *Allgemeines Rundschreiben Straßenbau*, Bonn: Bundesminister für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, 2006.
 - [9] TL Gestein-STB 04, *Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau*, Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., 2004.
 - [10] H.-D. Beushausen, F. Dehn und M. Alexander, „Langzeithaftfestsigkeit zwischen Alt- und Neubeton bei unterschiedlichen Klimabedingungen,“ *Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 6*, p. ohne Seitenangabe, 2005.
 - [11] Verband Deutscher Bauingenieur e.V., „Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsbeanspruchungen infolge Hydratationswärme,“ in *Report 12, Empfehlungen des AK Zwangsspannungen des VDB*, 2005.
 - [12] H. Müller und M. Haist, „Industrieböden aus Beton im Überblick,“ in *4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung*, Karlsruhe, 2007, pp. S. 1 - 10.
 - [13] R. Guericke, „Zwangsspannungen und Eigenspannungen in Betonfahrbahndecken im Verlauf der Erhärtung,“ *Straße+Autobahn*, Nr. 6/2011, pp. S.377 - 388, 2011.
 - [14] R. Breitenbücher, P. Schießl und J. Stark, *Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton - Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR), Phase II: Laboruntersuchungen zur Auswirkung von Vorbeanspruchungen und externer Alkalizufuhr. Schlussbericht zu FE 08.187/2006/LGB*, Bergisch Gladbach: Bundesministerium für Verkehr-, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW) vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, 2012.
-

-
- [15] S. Foos, Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen (Dissertation), Universität Fridericanan zu Karlsruhe (TH), 2006.
- [16] A. Müller, Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen, Dissertation, München: Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen TU München, 2009.
- [17] H. Westergaard, „Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis,“ *Public Roads* 7, Nr. Nr. 2, 1926.
- [18] C. Sievering, „Dauerhaftigkeit von betonfahrbahndecken unter besonderer Berücksichtigung des externen Alkalieintrags, Dissertation,“ in *Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau, Heft 4*, Bochum, Ruhr-Universität Bochum, 2012.
- [19] RStO12, Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., 2012.
- [20] RDO Beton 09, Richtlinien für die rechenrische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen, Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., 2009.
- [21] R. Breitenbücher und S. Kuns, „Betonfahrbahndecken unter zyklischer Verkehrsbelastung - Auswirkungen auf den Werkstoff,“ *Straße und Autobahn*, Bd. 65. Jahrgang, Nr. Heft 6, pp. S. 441 - 447, 2014.
- [22] R. I. H. Breitenbücher, „Experimentally based investigations on the degradation process of concrete under cyclic load,“ *Materials & Structures*, 2006.
- [23] C. Kessler-Kramer, Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung, Dissertation, Karlsruhe: Universität Fridericana zu Karlsruhe (TH), 2002.
- [24] B. Zhang, D. Phillips und K. Wu, „Effects of Loading Frequency and Stress Reversal on Fatigue Life of Plain Concrete,“ *Magazine of Concrete Research, Band 48, Nr. 177*, pp. S. 361 - 375, 1996.
- [25] DIN EN 1992-1-1:2011-01, Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau..
- [26] ZTV-ING 14, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., 2014.
- [27] DIN EN 1992-3/NA:2011-01, Nationaler Anhang - National festgelegte Parameter - Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken- Teil 3: Silos und Behältertragwerke aus Beton..
- [28] DAfStb Wassergefährdende Stoffe 2011-03, DAfStb Wassergefährdende Stoffe:2011-03: Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (BUMwS, Detscher Ausschuss für Stahlbeton.
- [29] Zementmerkblatt Betontechnik B18, "Risse im Beton", Erkrath: InformationsZentrum Beton GmbH, 2014.
-

-
- [30] S. Hean und M. Partl, Fugenabdichtung: Langzeitverhalten von Fugengussmassen au Polymerbitumen auf einer Versuchsstrecke, Forschungsbericht, Stuttgart: Fraunhofer IRB, 2003.
- [31] D. Birmann, „Langzeitverhalten von Betondecken,“ *Straße und Autobahn*, Nr. 4/1992, pp. S. 211 - 215, 1992.
- [32] W. Roßbach, Untersuchungen des Verhaltens von Fugenfüllungen in Erprobungsstrecken, Forschungsbericht (unveröffentlicht). AP-Nr. 02 332/S3, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2005.
- [33] C. Recknagel und C. Huth, Alterungsverhalten von Fugenfüllsystemen in Verkehrsflächen: Teilbericht Bearbeitungsphase 5: Untersuchungen zu kennzeichnung der Dauerhaftigkeit von Fugenfüllstoffen unter praktischer Beanspruchung im Bundesfernstraßenbereich (Feldversuchstrecken)., Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2012.
- [34] R. Breitenbücher, M. Radenberg, F. Buckenhüskes und D. Twer, Bestimmung on Kenndaten zur sicheren Charakterisierung von Fugenvergussmassen, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 08.0228/2013/BRB, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2018.
- [35] R. Reinecke, Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen, Dissertation, München: Technische Universität München, 2004.
- [36] R. Reinecke, „Die Rolle der Oberflächenrauheit in der Erstbetonsanierung,“ in *Massivbau in ganzer Breite, Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof. Dr.-Ing. Konrad Zilch*, Berlin, Springer, 2005.
- [37] J. Mainz und K. Zilch, Schubtragfähigkeit von betonergänzunfen an nachträglich aufgerauten Betonoberflächen bei Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen - Heft 528, Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStB), 2002.
- [38] M. Raupach und J. Orlowsky, Erhaltung von Betonbauwerken - Baustoffe und ihre Eigenschaften, Wiesbaden: Vieweg und Teubner, 2008.
- [39] G. Brockmann, „Arbeitsfugen in Beton,“ *Beton- und Stahlbetonbau*, Nr. 3/1973, pp. S. 65 - 69, 1973.
- [40] R. Breitenbücher, A. Cokovik und A. Fischer, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 08.218/2012/IGB "Instandsetzung von Betonfahrbahndecken mit dünn-schichtigem Neubeton", Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen, 2015.
- [41] P.-. Lenz, Beton-Beton-Verbund - Potenzaile für Schubfugen, Dissertation, München: Technische Universität München, 2012.
- [42] J. Walraven, J. Frénay und A. Puijssers, „Influence of Concrete Stregth and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members,“ *PCI Journal*, Nr. Jan-Feb, pp. S. 66 - 83, 1987.
- [43] R. Hohberg, Zum Ermüdungsverhalten von Beton, Dissertation, Berlin: Technische Universität Berlin, 2004.
-

-
- [44] ZTV BEB-StB 02, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen – Betonbauweisen, 2002.
- [45] TL Beton-StB 15, Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische zur baulichen Erhaltung von Fahrbahndecken aus Beton, 2015.
- [46] ZTV Beton-StB 07, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Trag-schichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, 2007.
- [47] TL Fu-StB 15, Technische Lieferbedingungen für Fugenfüllstoffe in Verkehrsflächen.
- [48] ZTV Fug-StB 01, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrs-flächen, 2001.
- [49] M OB 09, Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Verkehrsflächen aus Beton, 2009.
- [50] M BEB 09, Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton, 2009.
- [51] RStO 12, Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, 2012.
- [52] Werner und H. R., „Reparatur von Betonbelägen,“ *Cement Bulletin*, Bd. Jg. 65, Nr. Nr. 3, 1997.
- [53] S. Spalt, „Sanierung von Betondecken mittels der Neuen Österreichischen Betondeckeninstandsetzungsmethode (NÖBI),“ *update 42*, April 2015.
- [54] D. Harrington, D. DeGraaf, R. O. Rasmussen, J. Gross und J. Grove, Guide to Concrete Overlays. Sustainable Solutions for Resurfacing and Rehabilitating Existing Pavements, Ames (USA): American Concrete Pavement Association, 2008.
- [55] ERES Consultants, Summary of CRCO Desgin and Construction Practises in the U.S., Bd. Research series no. 8, www.crsi.org., Hrsg., Champaign, IL 61820, USA, Concrete reinforcing steel institute, 933 Nort Plum Grove road, Schaumburg, IL 60173, USA: ERES Consultants, A Division of Applied Associates, Inc., 505 West University Avenue, 2001.
- [56] M. N. Plei, Continously reinforced highways, Schaumburg, IL 60173 (USA): Concrete reinforing steel institute, 933 North Plum Grove road.
- [57] G. Leykauf, Umdrucke zur Vertiefungsvorlesung, Betondeckenn, Ausgabe 2001, Lehrstuhl und Prüfamf für Bau von landverkehrswegen, München, 2001.
- [58] J. Eisenmann, „Kommentar zu den Hinweisen für die Ausführung durchgehend bewehrter Fahrbahndecken aus Beton im Hocheinbau auf alten Betondecken,“ *Straße und Autobahn 20*, Nr. Nr. 2, p. 53f, 1969.
- [59] D. Birmann, „Deckenerneuerung im Hocheinbau,“ *Beton*, 26, Nr. Nr.2, pp. 55 - 58, 1976.
- [60] J. Eisenmann und D. Birmann, „Messungen an der Versuchsstrecke "Hocheinbau mit drchgehend bewehrten Betondecken" bei Sittensen,“ *Forschung STRaßenbau und Verkehrstechnik*, Bde. %1 von %2Heft 290, Teil II, 1980.
-

-
- [61] D. Ren, Probabilistic Structural Design of Continuously Reinforced Concrete Pavements. Diss., Delft (Niederlande), 2015.
- [62] A. Beeldens, B. Vynicker, G. Lambert und N. Balfroid, Two Case Studies of Two Lift CRCP on Belgium Highways: The Open Tunnel on the E34 and the Rind Road of Couvin (E420), Berlin, 2018.
- [63] E. Kohler und J. Roesler, „Active Crack Control for Continuously Reinforced Concrete Pavements; University of Illinois,“ *Journal of the Transportation Research Board N°1900, TRB*, pp. 19 - 29, 2004.
- [64] M. Hoskins, J. Moss und N. Webb, Active Crack Control in CRC Pavements - Trials undertaken on the Kempsey bypass project, ASCP Concrete Pavements Conference, 2015.
- [65] D. Ren, L. Houben, L. Rens und A. Beeldens, Active Crack Control for Continuously Reinforced Concrete Pavements in Belgium Through Partial Surface Notches, Annual Meeting of the Transportation Research Board, 2014.
- [66] S. Tayabji, D. Ye und N. Buch, „Precast Concrete Pavements: Technology Overview and Technical Considerations,“ *PCI Journal 58.1*, 2013.
- [67] S. Villaret, Hybrides Ertüchtigungssystem für die Straßenerhaltung - HESTER, Berlin: Konferenz HighTechMatBau, 2018.
- [68] DIN EN 12350-5, Prüfung von Frischbeton – Teil 5: Ausbreitmaß. DIN EN 12350-6 (2011). Prüfung von Frischbeton – Teil 6: Frischbetonrohddichte. DIN EN 12350-7 (2009). Prüfung von Frischbeton – Teil 7: Luftgehalt – Druckverfahren, 2009.
- [69] Z-31.10-182 "Verfahren zur Verstärkung von Stahlbetonteilen mit TUDALIT (Textilbewehrter Beton)", DIBT 30.11.2016 mit Geltungsdauer 01.12.2016 bis 01.06.2021.
- [70] R. Springenschmid und W. Fleischer, „Straßenbeton unter dem Einfluss von Temperatur und Feuchtigkeit,“ *Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Betonstraßen*, Nr. 19, 1991.
- [71] C. Moralez Cruz, M. Raupach, H. Maintz, „Textilbewehrte Mörtelbandage für die dauerhafte Instandsetzung von Rissen im Dach des Aachener Doms“, In *Erhaltung von Bauwerken: 5. Kolloquium*, 24. und 25. Januar 2017, S.115 – 160.
- [72] J. Orłowsky, M. Raupach, A. Westendarp, „Textilbewehrte Spritzmörtelschichten zur Instandsetzung von Wasserbauwerken“ *Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege*, Vol. 17, Heft 3/4, 2011
- [73] T. Büttner, M. Raupach, „Des Bauwerks neue Kleider. Funktionsprinzipien und Einsatzmöglichkeiten von Textilbetonschichten zum Schutz von Bauwerken“ *Bauen im Bestand 35*, Nr.6, S. 70 – 75, 2012.

Zur Suche von Regelwerken/Normen wurde die Datenbank Perinorm 2019 verwendet.

1.8 Durch TUD verwendete Fachliteratur sowie der benutzte Informations- und Dokumentationsdienste

- [a] Zement - Merkblatt Betontechnik B18: „Risse im Beton“; Beton Marketing Süd GmbH; 2.2014
 - [b] Merkblatt „Begrenzung der Rißbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau“ (Fassung Januar 2006), Hrsg.: Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V., Berlin 2006
 - [c] Zilch, K.; Zehetmaier, G.: Bemessung im konstruktiven Betonbau - Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2010, 2. Auflage, DOI: 10.1007/978-3-540-70638-0
 - [d] Hampe, E.; Raue, E.; Kaller, F.: Stahlbeton - Teil 1 Grundlagen; Lehrbuch; Verlag für Bauwesen Berlin, München, 1993
 - [e] DIN EN 1992-1-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; deutsche Fassung EN 1992-1-1: 2004 + AC:2010
 - [f] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Nationaler Anhang
 - [g] Eckfeld, L.: Möglichkeiten und Grenzen der Berechnung von Rissbreiten in veränderlichen Verbundsituationen. Dissertation, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, 2005
 - [h] Lorenz, E.; Ortlepp, R.; Hausding, J.; Cherif, C.: Effizienzsteigerung von Textilbeton durch Einsatz textiler Bewehrungen nach dem erweiterten Nähwirkverfahren. Beton- und Stahlbeton 106 (2011), Heft 1, 21–30
 - [i] Michler, H.; Jesse, F.: Kennwertermittlung von Textilbeton bei Anwendung an wasserundurchlässigen Betonkonstruktionen; gefördert durch Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen “Otto von Guericke“ e. V. (AiF) (Förderkennzeichen KF2505601SU9), Jahresabschlussbericht 2010. Institut für Massivbau der TU Dresden; <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/publikationen/jahresberichte-und-monographien>
 - [j] H. Kupfer, Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeitbelastung unter besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Beanspruchung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Ernst & Sohn Verlag, 1973, Vol. Heft 229
 - [k] E. Lorenz, Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices, Technische Universität Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, 2014.
 - [l] Lorenz, E.; Schütze, E.; Schladitz, F.; Curbach, M.: Textilbeton – Grundlegende Untersuchungen im Überblick. Beton- und Stahlbeton 108 (2013) Heft 10, 711-722
 - [m] Ortlepp R., Curbach M., eds. *Sonderforschungsbereich 528-Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung – Abschlussbericht (gekürzte Fassung)*. Dresden: TU Dresden; 2012 <http://nbn-resolving.de/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-86425>.
 - [n] Scheerer, S., Schladitz, F. and Curbach, M.: Textile reinforced Concrete-from the idea to a high performance material. Wolfgang Brameshuber, ed. Proceedings of the FERRO-11 and 3rd ICTRC (PRO 98). Bagneux: SARL Rilem, 2015, 15-33.
-

-
- [o] Schütze, E.; Curbach, M.: Entwicklung von Bemessungs- und Sicherheitskonzepten sowie standardisierter Prüfkonzpte zur Materialcharakterisierung von Carbonbeton. Abschlussbericht, Basisvorhaben B3 – Teilvorhaben C3-B3-I-A, Technische Universität Dresden, Institut für Massivbau, 22.12.2016
 - [p] Schütze, E.; Bielak, J.; Scheerer, S.; Hegger, J.; Curbach, M.: Einaxialer Zugversuch für Carbonbeton mit textiler Bewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 113 (2018), Heft 1, S. 33–47
 - [q] Schütze, E.; Curbach, M.: Zur experimentellen Charakterisierung des Verbundverhaltens von Carbonbeton mit Spalten als maßgeblichem Versagensmechanismus. In: Bauingenieur, Band 94, April 2019
 - [r] Hartig, J.: Numerical investigation on the uniaxial tensile behaviour of Textile Reinforced Concrete. Diss., TU Dresden, 2011
 - [s] DIN EN 196-1:2016-11: Prüfverfahren für Zement - Teil 1: Bestimmung der Festigkeit; Deutsche Fassung EN 196-1:2016
 - [t] DIN EN 12390-4:2000-12: Prüfung von Festbeton – Teil 4: Bestimmung der Druckfestigkeit; Anforderungen an Prüfmaschinen; Deutsche Fassung EN 12390-4:2000
 - [u] DIN EN 12390-8:2019-10: Prüfung von Festbeton - Teil 8: Wassereindringtiefe unter Druck; Deutsche Fassung EN 12390-8:2019
 - [v] Jesse, D.: Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. Diss., TU Dresden, 2011
 - [w] Lohmeyer, G.; Ebeling, K.: „Betonböden – Planung, Bemessung, Ausführung“, Verlag Bau + Technik 2012
-

2 EINGEHENDE DARSTELLUNG

2.1 Verwendung der Zuwendung und des erzielten Ergebnisses im Einzelnen, mit Gegenüberstellung der vorgegebenen Ziele

Teil A: RUB (Förderkennzeichen: 03ZZ0352A)

2.1.1 Allgemeines

In Deutschland werden Betonfahrbahndecken i.d.R. mit Gleitschalungsfertigern unbewehrt hergestellt und Längs- und Quertiefen in diese eingeschnitten, sobald sie schadfrei befahrbar sind. Diese Scheinfugen dienen der Vermeidung von wilder Rissbildung und unterteilen die Fahrbahndecke in einzelne Platten. Die Plattenlänge sollte dabei nicht weniger als das 25-fache der Plattendicke betragen. Typischerweise werden Plattenlängen von 5 m gewählt, wobei die Plattenbreite sich an den Fahrstreifen bzw. der Fahrbahnmarkierung orientiert. In den Längsfugen werden während der Herstellung Dübel angeordnet, die die Querkraftübertragung zwischen den Platten gewährleisten. In Querrichtung verhindern eingelegte Anker das Abwandern der Platten voneinander. Zum Schutz vor Eindringendem Wasser und Schmutzpartikeln werden die Fugen mit geeigneten bituminösen Dichtmassen, elastischen Fugenprofilen oder mit Kaltverguss (selten) verschlossen. Um Pumpeffekte oder Hohllagen zu vermeiden und somit über die Nutzungsdauer Schäden durch eindringendes Wasser zu vermeiden, erfordern die Fugen fortlaufende Wartung. [1], [2]

2.1.1.1 Betone für Fahrbahndecken

Betone für Fahrbahndecken sind in den TL Beton-StB-07 geregelt und müssen folgenden Vorgaben entsprechen [7]:

- Begrenzung des w/z- Wertes auf max. 0,45
- Mindestzementgehalt von 350 kg/m³
- Mindestluftporengehalt von 4,0 - 5,5 Vol.-% (je nach Größtkorn)
- Begrenzung des Gesamtalkaligehaltes im Zement auf max. 0,8 M.-% (bei CEM I)
- Verwendung alkaliunempfindlicher Gesteinskörnung
- Biegezugfestigkeit von min. 4,5 N/mm²

Als Regelbauweise wurde durch das ARS Nr. 5/2006 [8] ein zweischichtiger Aufbau mit einem Oberbeton in Waschbetonbauweise als Standardbauweise eingeführt. Nach TL Beton-StB 07 für den Oberbeton gelten zusätzlich folgende Eckwerte:

-
- Oberbetonschichtdicke: 5 – 8 cm
 - Größtkorn 5 – 8 mm
 - Mindestzementgehalt 420 kg/m³
 - Min. Luftgehalt:
 - 5,5 Vol.-% (5,0 Vol.-% Einzelwert)
 - Einsatz verflüssigender Zusatzmittel: 6,5 Vol.-% (6,0 Vol.-% Einzelwert)
 - Waschbeton (ARS Nr. 28/2012):
 - 4,5 Vol.-% (4,0 Vol.-% Einzelwert)
 - Voraussetzung: in Erstprüfung Abstandsfaktor L von 0,2 mm nicht überschritten, Mikroluftporengehalt von 1,8 Vol.-% nicht unterschritten

Bisher muss für Ober- und Unterbeton derselbe Zement eingesetzt werden (i.d.R. Portlandzement CEM I der Festigkeitsklasse 32,5 R oder 42,5 N [1], dabei wird der Unterbeton mit steifer Konsistenz (C1 nach DIN EN 12350-5) eingebaut. Hinsichtlich der Gesteinskörnung muss für den Oberbeton solche mit erhöhtem Polierwiderstand, die zusätzlich nicht AKR-sensitiv ist eingesetzt werden [8], [9].

2.1.1.2 Beanspruchungen von Fahrbahndecken aus Beton und Spannungsentwicklung

Lastunabhängige Beanspruchungen und daraus resultierende Risse

Die wesentlichen lastunabhängigen Beanspruchungen auf Fahrbahndecken ergeben sich aus den Witterungseinflüssen Feuchte und Temperatur. Der Grund sind Temperatur- und Feuchteveränderungen im Vergleich zu den Verhältnissen in den ersten Tagen nach der Herstellung, dem sogenannten Nullspannungszustand. Diese Zustandsdifferenzen resultieren je nach Intensität mitunter in großen Zwangs- und Eigenspannungen im Beton. Die Zwangsspannungen ergeben sich dabei auf Grund der Verformungsbehinderung durch die quasi endlose ausgeführte Betonfahrbahnplatte in Längsrichtung bei positiver Dehnung und durch die Reibung auf der Tragschicht bei negativer Dehnung. Sie werden charakterisiert durch die Hydratation des Betons kurz nach der Herstellung und den Gebrauchszustand [10].

Auf Grund des sehr hohen Zementgehalts von Straßenbetonen ($\geq 340 \text{ kg/m}^3$) kommt es insbesondere bei der Betonage in den Sommermonaten während der Hydratation zur einer starken Aufheizung durch die Hydratationswärmeentwicklung. Ca. 4 – 20 Stunden nach der Herstellung wird, in Abhängigkeit der maßgeblichen Einflüsse Frischbetontemperatur, Umgebungstemperatur, Sonneneinstrahlung und Nachbehandlung- dabei die maximale Temperatur erreicht. Folge der Aufheizung sind große Dehnungen im Beton vor allem in Längsrichtung, welche durch die Reibung mit der Tragschicht behindert werden. Daraus resultieren Zwangsdruckspannungen, die durch den noch geringen E-Modul des Betons im jungen Alter gering

sind und zusätzlich durch Relaxation abgebaut werden. Im Verlauf der Abkühlung der Fahrbahndecke sinken zunächst die Druckspannungen weiter ab, bis der sogenannte „Nullspannungszustand“ mit der zugehörigen „Nullspannungstemperatur T_N “ erreicht ist (siehe Bild Abbildung 1), welche nur wenige Grad unter der maximalen Temperatur liegt. Bei weiterer Abkühlung auf Umgebungstemperatur bauen sich Zugspannungen über den Querschnitt auf und in der Folge bilden sich Risse, wenn die Zugfestigkeit des noch jungen Betons überschritten wird. Die zugehörige Temperatur wird als „Risstemperatur T_R “ bezeichnet. Um diese unvermeidliche Rissbildung zu kontrollieren, werden in den jungen Beton Längs- und Querfugen eingeschnitten. Eine Rissbildung findet dann in den geschwächten Querschnittsbereichen der Fugen statt und wilde Rissbildung wird vermieden. [11]

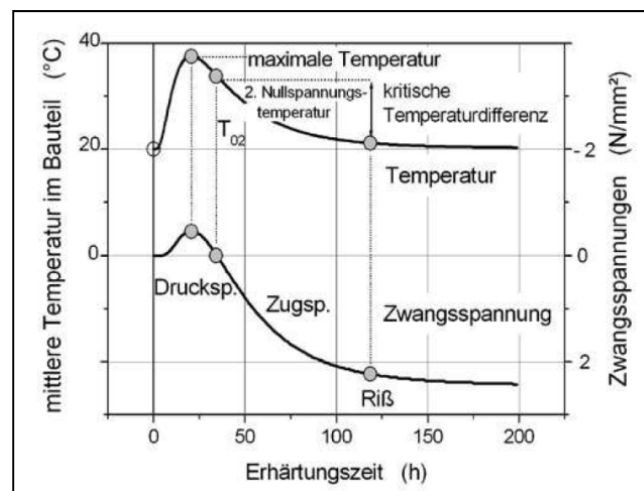


Abbildung 1: Temperaturverlauf und Entwicklung der Zwangsspannungen [11]

Des Weiteren steigt das Risiko einer thermisch induzierten Rissbildung mit höheren Nullspannungstemperaturen (hier vereinfacht als konstant über den Querschnitt angenommen) unter gleichen Umgebungsbedingungen, da durch den größeren Temperaturunterschied früher größere Zugspannungen entstehen (siehe Abbildung 2). Geringe Nullspannungstemperaturen können hingegen zu einer Druckvorspannung in der Randzone führen [12].

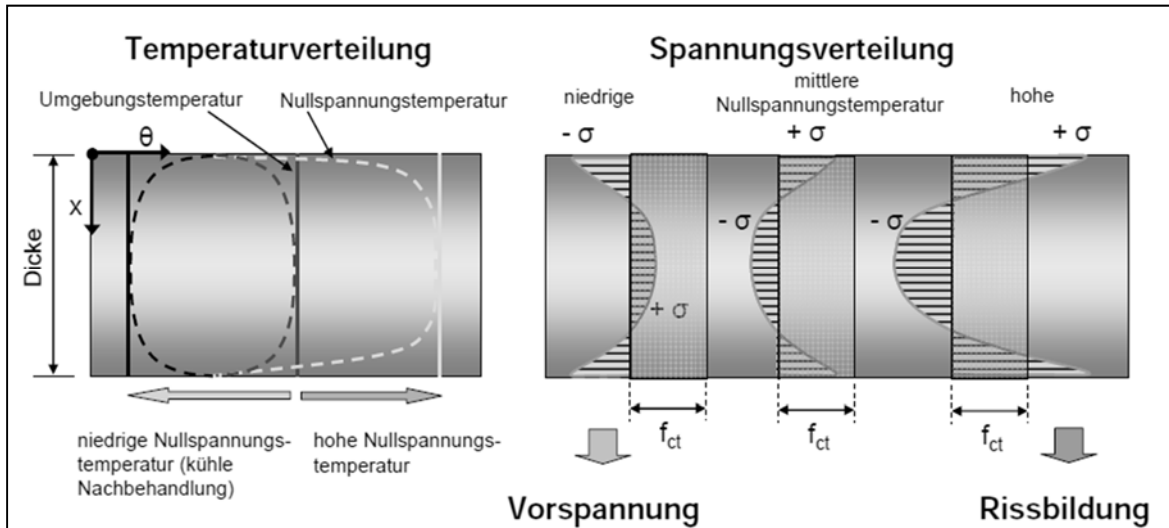


Abbildung 2: Einfluss der Nullspannungstemperatur auf die entstehenden thermischen Spannungen in einer Betonplatte (f_{ct} = Zugfestigkeit des Betons) [12]

Auch im Gebrauchszustand kann behinderte Temperaturverformung zu Rissen führen. Unterschieden wird hier in jahreszeitliche (Sommer/Winter) und tageszeitliche (Tag/Nacht) Temperaturspannungen. Erstere können durch Relaxation und Kriechen teilweise vermindert werden, da sie eine relativ lange Einwirkungsdauer aufweisen. Letztere hingegen sind auf Grund der im Vergleich geringeren Temperaturschwankungen zwar kleiner, können jedoch auf ihrer kurzen Einwirkungsdauer nicht abgemindert werden.

Für die Rissbildung in Fahrbahnplatten von Bedeutung sind vor allem Spannungen aus negativen Temperaturgradienten ($T_{\text{oben}} < T_{\text{unten}}$) (vgl. Abbildung 3). Diese setzen sich zusammen aus einem konstanten Anteil, der in zentrischen Zugspannungen resultiert, und einem konvexen Anteil. Dieser ist über die Plattendicke linear veränderlich und führt zu dem Bestreben der Platten sich aufzuschüsseln. Dabei entstehen Wölbspannungen, da das Eigengewicht der Platte und die Querkraftdübel in den Fugen diesem entgegenwirken [13]. Auf der Plattenoberseite entstehen dabei reine Zugspannungen, die bei Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Betons zu keilförmigen Biegerissen führen. Die Zugeigenspannungen aus dem konvexen Anteil des Temperaturgradienten hingegen führen zu feinen netzartigen Oberflächenrissen [14].

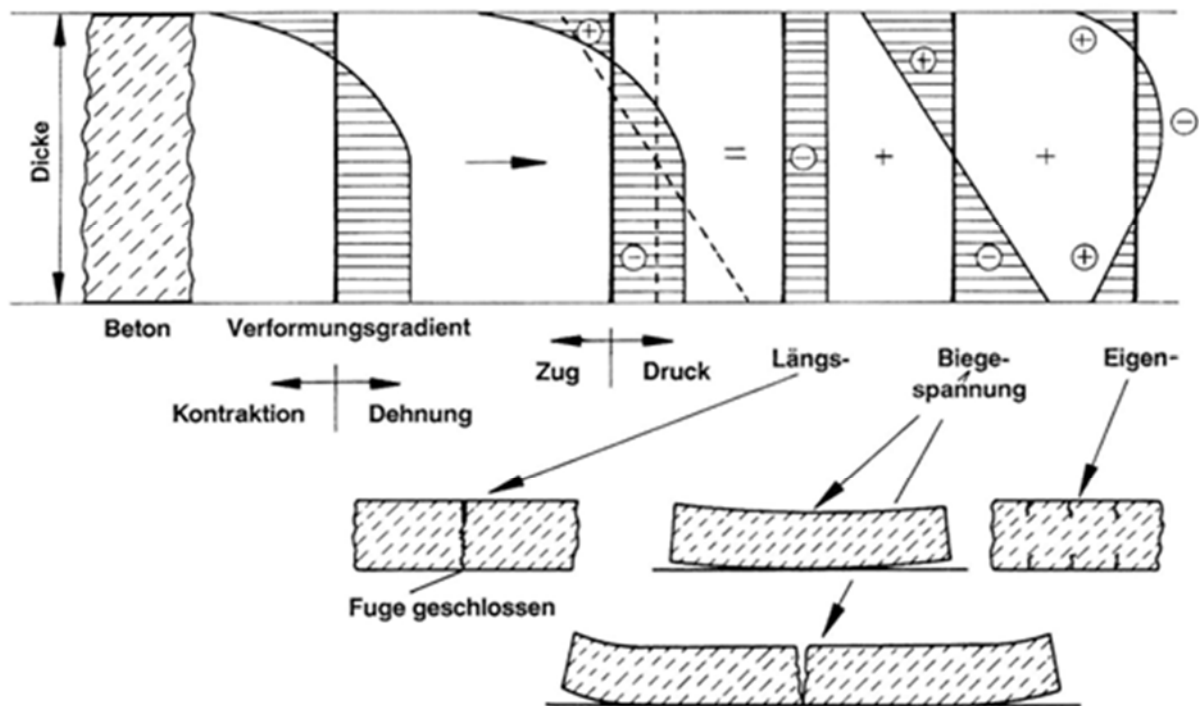


Abbildung 3: Spannungen und resultierende Risse in Betonplatten infolge eines negativen Temperaturgradienten bei Abkühlung der Oberfläche [69]

Temperaturgradienten von bis zu 0,8 K/cm sind bei starker Erwärmung der Plattenoberseite durch Sonneneinstrahlung möglich. Bei Abkühlung sind Temperaturgradienten von bis zu -0,4 K/cm möglich [15]. Bei bestimmten Wetterereignissen und daraus resultierender schlagartiger Abkühlung (z.B. plötzlicher Gewitterregen im Sommer, Taumittelbeaufschlagung auf vereister Fahrbahn, Entzug der Schmelzwärme aus der Betonrandzone im Winter) können deutlich höherer Temperaturgradienten auftreten, die teilweise erhebliche nicht lineare Anteile aufweisen [14].

In Straßenbetonen, welche einen hohen Zementanteil aufweisen sind Verformungen auf Grund von Feuchte verhältnismäßig groß, da diese vor allem im Zementstein auftreten. Diese werden aber gleichzeitig durch die Steifigkeit der nicht quellenden und schwindenden Gesteinskörnung behindert.

Ein Einfluss besteht auch durch die Geometrie, da im Kernbereich die Feuchte sich nur langsam ändert und so die Verformungen der oberflächennahen Schichten behindert. Entsprechend zum Volumen-Oberflächen-Verhältnis ändert sich dadurch das Quell- und Schwindverhalten. Auch kommt es in der Praxis häufig zur Aufschüsselung der oberflächennahen Bereiche, trotz positiver Temperaturgradienten. Begründet ist dies durch die wassergesättigte kühlere Unterseite, die quillt, während die wärmere Oberseite schwindet [16].

Lastabhängige Beanspruchungen: Verkehr als zyklische Beanspruchung

Der überrollende Verkehr erzeugt zyklisch auftretende Biegespannungen im Querschnitt, die mit dem Berechnungsschema nach Westergaard ermittelt werden [17], welches als Näherungsverfahren auf der Bettungsmodultheorie beruht. Unterschieden wird nach den Lastfällen „Plattenmitte“, „Plattenrand“ und „Plattenecke“, die unter Verwendung von Korrekturwerten abgeschätzt werden können:

Plattenmitte:

$$Q_{QM} = \frac{0,275 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad \text{Gl. 1}$$

Plattenrand:

$$Q_{QR} = \frac{0,529 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) + \lg \left(\frac{b}{1 - \mu^2} \right) - 2,484 \right] \quad \text{Gl. 2}$$

Plattenecke:

$$Q_{QE} = \frac{3 \cdot Q}{h^2} \cdot \left[1 - \left(\frac{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}{E \cdot h^3} \right)^{0,3} - (a \cdot \sqrt{2})^{1,2} \right] \quad \text{Gl. 3}$$

mit:	H	Dicke der Betondecke [mm]
	a	$\sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot p}}$ = Belastungshalbkreismesser [mm]
	P	Kontaktdruck [N/mm ²]
	Q	Radlast [N]
	b	$\sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h$ für a < 1,724 · h [mm]
	b	a für a > 1,724 · h [mm]
	k	Bettungsmodul [N/mm ³]
	E	Elastizitätsmodul des Betons [N/mm ²]
	μ	Querdehnzahl des Betons

In Deutschland ergeben sich auf grund der maximal zulässigen Achslasten von 11,5t für die übliche Plattendicke von 270 mm Biegespannungen von rund 1,1 N/mm² in Plattenmitte und 1,2 N/mm² am Plattenrand. Dabei werden in der Praxis Sicherheitsfaktoren von 1,0 bis 1,5 angesetzt, um den Einfluss der Straßenoberfläche, der Dämpfungseigenschaften der Achse, der Reifenbauart und Fahrzeuggeschwindigkeit, welche die Achslasten starken dynamischen

Schwankungen aussetzen, wiederzuspiegeln [18]. Daraus ergibt sich eine dynamische Beanspruchung, die bisher zumeist für die Dimensionierung nach den „Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen 12“ [19] oder „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen 09“ [20] vernachlässigt werden [15].

Eigene Forschung zeigt jedoch einen Einfluss der dynamischen Beanspruchungen auf das Langzeitverhalten von Beton. Wenige Millionen Lastwechsel können demnach bereits zu Steifigkeitsabnahmen von 10 – 15 % führen. Dabei bilden sich sukzessive Mikrorissen im Betongefüge aus, was zu einer Abnahme der Dichtigkeit gegenüber Wasser und Taumittellösungen führt. Ein Versagen unterhalb der Kurzzeitfestigkeit ist in der Folge Materialermüdung nicht auszuschließen (vgl. Abbildung 4) [21]. Mit stetig zunehmendem Schwerlastverkehr könnten dynamische und zyklische Beanspruchungen somit zukünftig an Bedeutung für die Dauerhaftigkeit von Betondecken gewinnen.

Für weiterführende Ausführungen zur Ermüdungsbeanspruchung von Beton wird auf [22], [23] und [24] verwiesen.

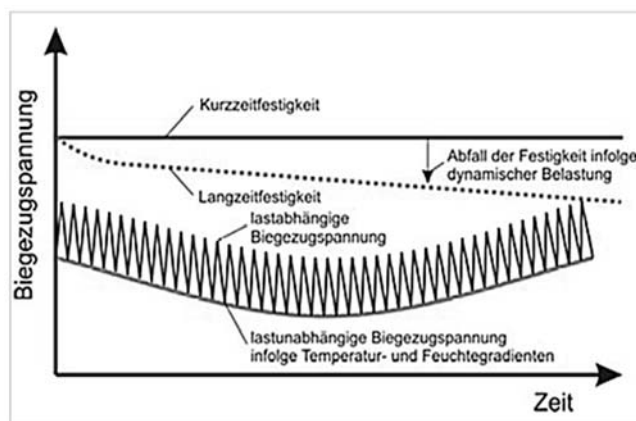


Abbildung 4: Überlagerung lastabhängiger und lastunabhängiger Beanspruchungen auf Betonfahrbahndecken [21]

2.1.1.3 Rissbreitenbeschränkung und Fugenbewegungen

Die Begrenzung der Rissbreiten verfolgt vor allem das Ziel die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Betonfahrbahnen über einen möglichst langen Zeitraum zu gewährleisten. Hauptziel dabei ist es, dass Eindringen von Flüssigkeiten in und unter die Konstruktion zu vermeiden. Letzteres dient zum Schutz darunter liegender Bodenschichten vor dem Eindringen von wassergefährdenden Stoffen.

Im betrachteten Anwendungsfall sind für die zulässigen Rissbreiten unterschiedliche Anforderungen zu erfüllen, die sich nach den relevanten Regelwerken richten. Um die Dauerhaftigkeit

von Betonfahbahndecken sicherzustellen werden diese im Allgemeinen der Expositionsklasse XD3 zugeordnet. Daraus ergibt sich nach DIN EN 1992-1-1:2011-01/NA [25] eine maximal zulässige Rissbreite $w = 0,3$ mm. Für Rissbreiten $w > 0,2$ mm sind nach ZTV-ING Teil 3 [26] aber bereits zusätzliche Maßnahmen zur Rissbreitenbegrenzung erforderlich. Darüber hinaus sind nach DIN EN 1992 – 3:2011-01/NA [27] und BUmwS-Richtlinie „DAfStb-Heft 519: Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen 2011“ [28] Rissbreiten von max. 0,1 - 0,2 mm gefordert, in Abhängigkeit des auftretenden Druckgradienten (Verhältnis von Flüssigkeitsdruckhöhe zu Bauteildicke). Eine Leckrate von 0 kann oftmals trotz Rissbreiten von 0,1 mm auf Grund des eindringenden Stoffs und seiner Viskosität nicht sichergestellt werden [28].

Ursachen für Risse sind dabei vielfältig und sind je nach Betonalter unterschiedlich. Im Frischbeton ist dies die rasche Volumenänderung der oberflächennahen Betonschicht infolge Wasserentzug (Schwinden) (geringe Luftfeuchte, Wind, Sonneneinstrahlung, ungünstige Temperaturen). Im Festbeton hingegen sind die Hauptursache für Riss Eigenspannungen und Zwang aus äußerer Belastung. Alle Rissursachen rufen Zugspannungen hervor, die beim Überschreiten der Zugfestigkeit oder der Zugbruchdehnung des Betons zu Rissen führen [29].

Aus der Vielzahl möglicher Rissarten sind für Betonfahbahndecken vor allem Trennrisse auf Grund zentrischen Zugs aus Temperatureinflüssen und Biegerisse durch Verkehrsbelastung von Bedeutung [29]. Diese ergeben sich vor allem aus Fugenbewegungen. In situ weichen, auf Grund der Vielzahl von Einflussfaktoren (z.B. tatsächlicher Reibbeiwert), von theoretischen Überlegungen ab. An unterschiedlichen Versuchsstrecken konnten unterschiedlichste maximale Dehnungen von 0,8 bis 4,3 mm festgestellt werden [30] bis [33]. Dabei ist zu beachten, dass alle Versuchsstrecken unterschiedlichen klimatischen Verhältnisse unterlagen und sich auch in ihrem Aufbau unterschieden. Eine realistische Abschätzung von Fugenbewegungen in der Praxis ist auf Grund dieser Untersuchungen nicht möglich.

Theoretische Betrachtungen ergeben, dass Schwindverformungen nur in den ersten Jahren nach der Herstellung relevant sind, da sie über diesen Zeitraum langsam abklingen und danach für Fugenbewegungen nur eine untergeordnete Rolle spielen. Der wesentlich größere Einfluss ergibt sich aus Temperaturverformungen aus langfristigen Temperaturänderungen. Maßgebende Faktoren sind dabei die Größe der Temperaturänderungen und die Länge der Teilflächen, die an die Fugen angrenzen. Eigenverformungen der Platte werden dabei durch die auftretende Reibung zwischen Untergrund und Betonplatte, die sich vom freien Rand her aufbaut, verhindert. Daraus resultieren teilweise bewegliche Endbereiche deren Länge (freie Länge L) nach folgender Formel berechnet werden kann [2].

$$L = \frac{\sigma_D}{\mu \cdot \gamma} \quad \text{Gl. 4}$$

mit:	σ_D	maximale Zwangsspannung (= $\alpha_T \cdot \Delta T \cdot E$) [kN/m ²]
	μ	Reibungsbeiwert [-] (für Erstverschiebungen von Betonfahrbahnplatten: rd. 1,5)
	γ	Wichte des Betons [kN/m ³]

Mit üblichen Betonkennwerten ($\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$, $E = 34.000 \text{ N/mm}^2$ und $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$) überschreitet die freie Plattenlänge, die sich schon bei einer Temperaturänderung von 1K zu 11 m ergibt, deutlich die halbe tatsächliche Plattenlänge von 2,5 m. So baut sich nie voller Zwang auf.

Im jahreszeitlichen Verlauf ist mit Temperaturschwankungen von 35 K zu errechnen, woraus sich eine freie Länge $L = 400 \text{ m}$ ergibt. In der Folge öffnet sich die Fuge bei Abkühlung praktisch ungehindert, da durch die Dübel in den Querscheinfugen praktisch keine Verformungsbehinderung auftritt. Die Ist-Verformung des freien Plattenrandes (entspricht halber Länge der Teilflächen) ergibt sich zu [2]:

$$\Delta L = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T \cdot L}{2} \quad \text{Gl. 5}$$

mit:	α_T	$1,2 \cdot 10^{-5} \text{ [K}^{-1}\text{]}$
	ΔT	Temperaturänderung [K]
	L	Länge der Teilfläche [m]

Insgesamt bildet die Summe der Verformungen von zwei freien Plattenrändern mit einer Ist-Länge von 2,5 m die Gesamtverformung.

Im Winter überlagern Schwindverkürzungen aus der Temperaturänderungen von etwa 0,3 ‰ Die Verformungen, woraus sich bei 5 m langen Betonplatten zusätzliche Dehnungen von ca. 20% in einer 8 mm breiten Fuge auftreten. Abbildung 5 zeigt den Einfluss der Temperatur auf die Fugenbewegung, wobei Erwärmung und Abkühlung weitgehend gleichmäßig über den gesamten Querschnitt wirken.

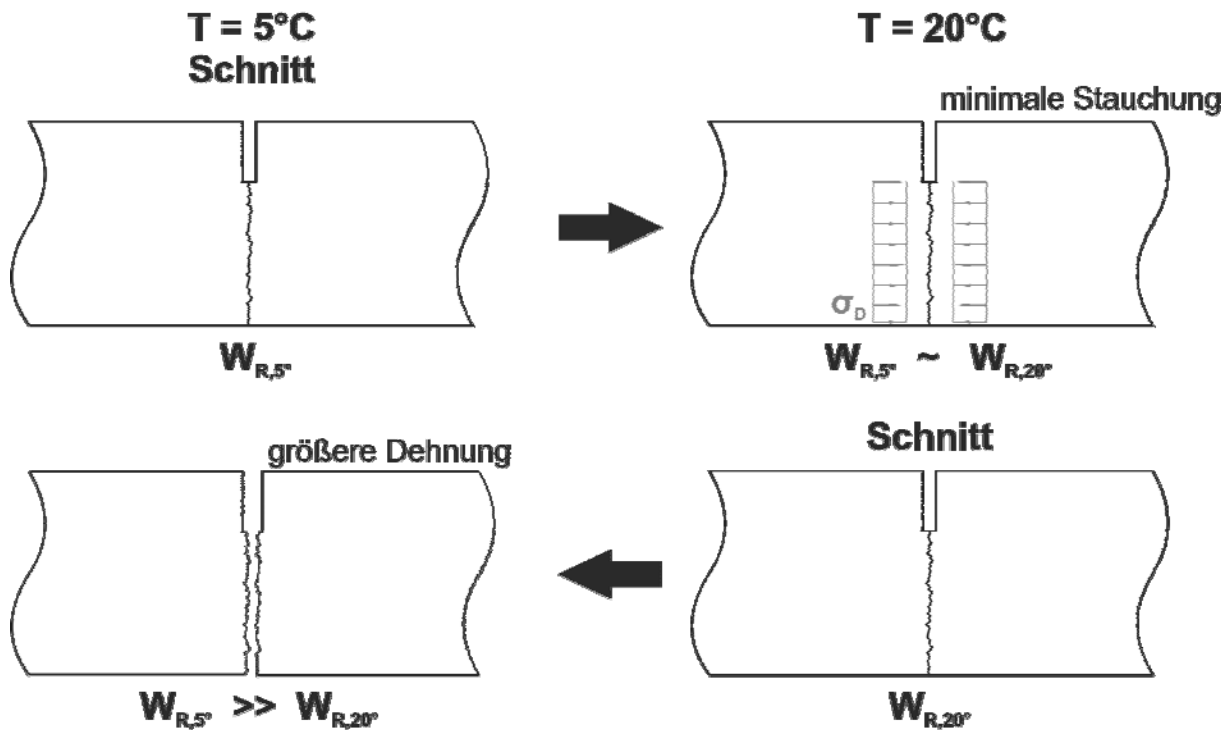


Abbildung 5: Einfluss der Temperatur auf die Fugenbewegung [34]

In den bisherigen Betrachtungen wurde davon ausgegangen, dass jede Scheinfuge der Fahrbahndecke einzeln reißt. In der Praxis tritt hingegen auch Paketreißen auf. Mehrere Einzelfelder hintereinander reißen also nicht. Entsprechend vergrößern sich die Verformungen an den Rissstellen (siehe Abbildung 6).

Durch Abkühlung in den Nachtstunden ergeben sich Temperaturgradienten von $-0,035 \text{ K/mm}$, die zu Dehnungen und Stauchen führen und die langfristigen Temperaturänderungen überlagern. Zusätzlich tritt dadurch eine geringe Verdrehung des Plattenrandes auf, der durch das Platteneigengewicht und durch die Verdübelung stark eingeschränkt wird und nicht zu relevanten Fugenbewegungen führt [2].

Durch den überrollenden Verkehr ergeben sich vertikale Fugenbewegungen $< 1 \text{ mm}$, die je nach Unterlage, Wirksamkeit der Rissverzahnung in den Querscheinfugen und Verdübelung in ihrer Größe variieren [2].

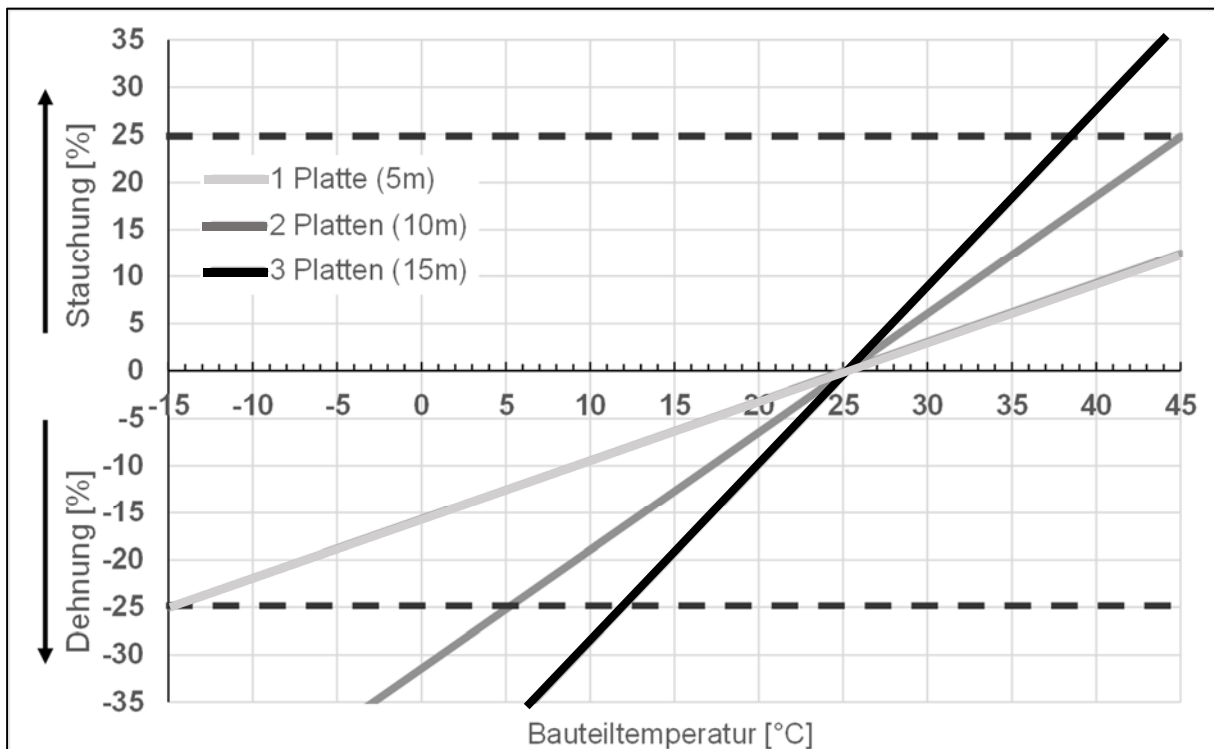


Abbildung 6: Dehnungen und Stauchungen von Fugenmassen infolge ungerissener Scheinfugen (Verguss bei 25 °C, 8 mm Fugenspaltbreite) [34]

2.1.1.4 Verbundverhalten Altbeton und Neubeton

Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton und Bildung von Reflexionsrissen

Auf den Haftverbund (Adhäsion) zwischen Alt- und Neubeton (hier Carbonbeton) wirken eine Vielzahl von Faktoren ein, die der Abbildung 7 entnommen werden können.

Die Haupteinflussfaktoren auf den Haftverbund zwischen zwei Betonschichten sind zum einen die mechanischen und rheologischen Eigenschaften der Betone im direkten Fugenbereich (horizontal) und die Oberflächenbeschaffenheit der Anschlussfläche [35][36].

Bei letzter ist die Rautiefe der entscheidende Einflussfaktor. Diese variiert je nach Herstellungsverfahren (Höchstdruckwasserstrahlen, Sandstrahlen, Fräsen, etc.), Bearbeitungsdauer und -Intensität. Dabei nimmt die übertragbare Schubspannung mit zunehmender Oberflächenrauigkeit bis zu einer Rautiefe von ca. 1 mm nennenswert zu [37]. Auch bei gleichbleibender Rauigkeit können die Haftzugfestigkeiten und Verbundeigenschaften erheblich schwanken. Hervorgerufen werden diese Unterschiede u.a. durch gesteinspezifische Topographien, welche durch submikroskopische Rautiefen (im Nanometerbereich) Verzahnungseffekte hervorrufen [38].



Abbildung 7: Schematische Darstellung wichtiger Einflussgrößen für den Haftverbund [16]

Der Feuchtezustand zum Zeitpunkt der Betonage ist insofern von Bedeutung, dass bei zurückbleibendem Wasser (Pfützen oder durchgehender Wasserfilm), der Zementleim des Aufbetons nicht in die Oberflächenporen des Altbetons eindringen und eine mechanische Verzahnung erzeugen kann. Ein weitgehend monolithischer Verbund ist so nicht gegeben. Zusätzlich bewirkt die lokale Erhöhung des w/z -Wertes eine Absenkung der Betondruckfestigkeit des Neubetons. Bei Betonen mit hohen Festigkeiten und wenig ausgeprägtem Kapillarporensystem, ist im Allgemeinen damit zu rechnen, dass bei gleicher Wassermenge mehr Wasser länger auf der Oberfläche stehen bleibt, als bei geringer festen Betonen. Unabhängig davon ist es empfehlenswert nach intensiver Feuchtebehandlung (Reinigung, Wasserstrahlen), die Oberflächen abtrocknen zu lassen, bevor mit Aufbetonage des Neubetons begonnen wird. [39]

Breitenbücher et al. [40] konnten zeigen, dass im trockenen Zustand des Altbetons, dem Feuchtezustand nur eine untergeordnete Bedeutung für den Haftverbund zukommt. Sie gehen davon aus, dass das Gefüge des Altbetons im Allgemeinen so dicht ist, dass dem Neubeton kaum Wasser entzogen und somit der Verbund nicht beeinträchtigt wird.

Der Neubeton hingegen beeinflusst durch seine Verarbeitungs- und Benetzungseigenschaften, charakterisiert durch die rheologischen Eigenschaften, maßgeblich den Verbund zwischen den beiden Betonschichten. Zusätzlich entstehen in Abhängigkeit seines Verformungsvermögens Zwangsspannungen in der Grenzzone, die z.B. durch Temperatur- und Schwindeinflüsse hervorgerufen werden [16].

Des Weiteren konnten Breitenbücher et al. [40] zeigen, dass Haftbrücken nur dann den Verbund positiv beeinflussen, wenn sie frisch-in-frisch verarbeitet werden. Ansonsten ist eine Minderung des Verbunds möglich. Entsprechend erfordert ihr Einsatz eine präzise Planung und Vorbereitung.

Auch Bauteilbeanspruchungen und die Lage der Verbundfugen haben einen Einfluss auf den Haftverbund. Sie beeinflussen die Spannungsverhältnisse und können so die Dauerhaftigkeit des Verbunds durch ungünstige Spannungsverhältnisse mindern oder im gegengesetzten Fall verbessern [41].

Reflexionsrisse

Im Falle der Instandsetzung von Betonfahrbahndecken mit aufbetonierten Carbonbetonschichten, werden sowohl Verformungen (Dehnung, Schwinden, Quellen, etc.) als auch entstehende Spannungen durch den monolithischen Verbund beider Schichten auf die jeweils andere Schicht übertragen. Ein Durchschlagen von Rissen aus dem Altbeton in den Carbonbeton, sogenannte Reflexionsrisse, können somit nicht ausgeschlossen werden. Abhilfe schaffen könnten hier die rissüberbrückenden Fähigkeiten von Carbonbeton. Diese wurden bisher vorwiegend bezogen auf konkrete Anwendungsfälle betrachtet [71] bis [73]. Die vorhandene Forschung zeigt, dass in der Instandsetzung von Rissen mit Carbonbeton eine Verbundtrennung, auch Enthftungsbereich genannt, im Rissbereich eine freie Dehnlänge ermöglicht, die die Ausbildung feiner Risse in der Instandsetzungsschicht begünstigt und die Bildung von Reflexionsrissen verhindert.

Als Enthftungsmaterial werden dabei selbstklebende Kunststoffe oder geringerfeste Mörtel eingesetzt, die mit einer Breite von 12 – 22 cm über die gesamte Risslänge aufgetragen werden [73]. Hinsichtlich des Betons beschreiben alle genannten Quellen den Einsatz von feinkörnigem sprühfähigem Beton bzw. Spritzbeton. So können Risse mit einer Rissbreitenänderung von bis zu 0,6 mm (BAW) bzw. 0,7 mm [72] überbrückt und in ein Rissbild mit mehreren feinen Rissen ($\leq 0,1$ mm) übertragen werden und so die Instandsetzungsschicht wasserdicht macht [73]. Untersuchungen von Orlowsky et al. [72] zeigen, dass die Instandsetzungsschichten bis zu 200 Belastungszyklen, bei Rissbreitenänderungen von 0,1 - 0,7 mm, wasserdicht bleiben.

Delamination von Zweischichtsystemen unter zyklischer Beanspruchung

Wie in Kapitel 2.1.1.2 beschrieben entstehen in Betonfahrbahndecken zyklische und dynamische Zwangsspannungen infolge überlagerter Spannungen aus thermischen und hygri-schen Einflüssen und Verkehrsbeanspruchung, welche sich auch auf den Verbund zwischen Alt- und Neubeton auswirken. Diese Belastungen treten sowohl horizontal als auch senkrecht zur Verbundfuge auf und können, sofern Sie die Schub- bzw. Haftzugtragfähigkeit der Verbundfuge überschreiten, einen Spaltriss in dieser erzeugen, welcher sich bei weiterem Fortschreiten in einer Delamination der beiden Schichten äußert.

Die Schubtragfähigkeit der Verbundfuge setzt sich dabei zusammen aus einem Adhäsions-traganteil (Haftverbundtraganteil inklusive Hohäsionsverbundtraganteil), Kornverzahnungs-anteil, Reibungsanteil und ggf. Bewehrungsanteil, wobei alle Anteile in direkter oder indirekter Abhängigkeit zur Fugenverschiebung bzw. Belastungssituation stehen. Verformungen der Fugenufer sind nur dann reversibel, falls sämtliche Traganteile entsprechend der Belastung noch elastisches Materialverhalten aufweisen. Ist dies nicht der Fall, wird der Haftverbund der Verbundfuge überschritten und eine Bruchfläche entsteht. Diese ist in ihrer Geometrie abhän-gig u.a. von der Gesteinskörnungsfestigkeit und Betondruckfestigkeit abhängig. Erlaubt die Geometrie eine Verzahnung der Bruchufer, so ist eine Tragfähigkeit über den Verlust des Haft-verbundes hinaus möglich. [41]

Unabhängig von der einwirkenden Belastung versagt die Verbundfuge zunächst an der Stelle bzw. in dem Bereich mit der ungünstigsten Kombination von Belastung und Verbundeigen-schaften. Bei wiederholten Belastungen, also einer zyklischen Belastung, ergibt sich in den nachfolgenden Belastungszyklen eine fortschreitende Zerstörung der Zementseinmatrix durch rissinterne Reibung an den Rissufern (siehe Abbildung 8) [42]. Außerdem folgt aus der auftre-tenden Mikrorissbildung ein Steifigkeits- und Festigkeitsverlust, was den Verbund weiter schwächen kann [43]. Sukzessive breitet sich das Versagen der Verbundfuge weiter aus und führt entsprechend zur Delamination von Alt- und Neubeton.

Daneben ist, durch die unterschiedliche Zusammensetzung der Betone (Zementgehalt, w/z-Wert, gesteinskörnung, usw.) und Ausbildung (hier: gefugter unbewehrter Unterbeton und durchgehend bewehrter Neubeton), auch von einem mehr oder weniger unterschiedliche Dehnungs- und Tragverhalten von Alt- und Neubeton auszugehen [21]. Eine Beeinflussung des Verbundes beider Betonschichten durch diese Faktoren kann nicht ausgeschlossen werden.

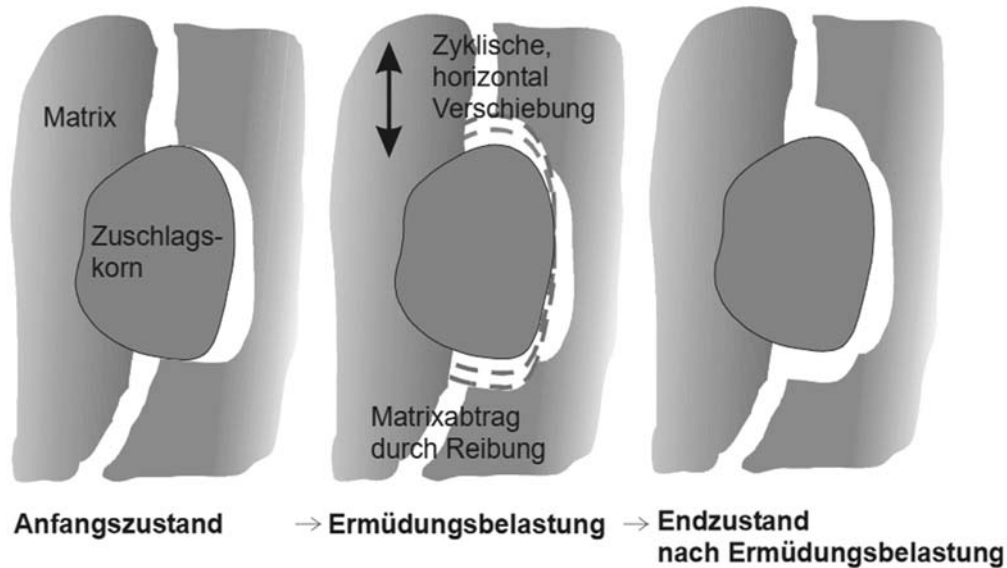


Abbildung 8: Rissinterne Reibung als Zerstörungsmechanismus [43]

2.1.1.5 Instandsetzung von Verkehrsflächen

Die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen dient dazu über die gesamte Nutzungsdauer, die Leistungsfähigkeit, Verkehrssicherheit, den Fahrkomfort sowie die wirtschaftliche Substanz zu gewährleisten. Folgende Vorschriften und Richtlinien sind dabei im Wesentlichen zu beachten:

- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen – Betonbauweisen (ZTV BEB-StB 02) [44]
- Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische zur baulichen Erhaltung von Fahrbahndecken aus Beton (TL BEB-StB 15) [45]
- Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TL Beton-StB 07) [7]
- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB 07) [46]
- Technische Lieferbedingungen für Fugenfüllstoffe in Verkehrsflächen (TL Fug-StB 15) [47]
- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen (ZTV Fug-StB 01) [48]
- Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Verkehrsflächen aus Beton (M OB 09) [49]
- Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton (M BEB 09) [50]
- Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12) [51]

Unabhängig von der gewählten Bauweise müssen Verkehrsflächen aus Beton früher oder später instandgesetzt werden. Abgestimmt auf Schadensbild und –Ursache werden unterschiedliche Instandsetzungsmethoden eingesetzt. Eine Übersicht über typische Behebungsmethoden für die unterschiedlichen Schadensbilder findet sich u.a. in [52].

Können Verkehrsflächen aus Beton auf Grund Ihrer Schäden oder äußerer Einflussfaktoren nicht durch herkömmliche Instandsetzungsmaßnahmen in ihrer Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit wieder hergestellt werden, so wird in Deutschland aus Mangel an marktreifen Alternativen i.d.R. der gesamte Oberbau entfernt und neu gefertigt. Im Ausland hingegen existieren verschiedene Konzepte für großflächige Instandsetzungsmaßnahmen, die über den Ersatz einzelner Fahrbahnplatten hinausgehen. Diese lassen sich nach der Ausbildung der Fugen in der Instandsetzungsschicht unterscheiden.

Instandsetzungskonzepte mit durchgehender Fuge

Ein Instandsetzungskonzept stellt die „Neue Österreichische Betondeckeninstandsetzungsmethode – NÖBI“ (siehe Abbildung 9) dar [53]. Bei dieser werden die beschädigten Betonschichten der Verkehrsflächen abgefräst. Der zurückbleibende Beton wird gereinigt und min. 24h vorgenässt. Im Anschluss daran erfolgt die Reprofilierung durch das Aufbringen eines dünn-schichtigen unbewehrten Neubetons ohne Verwendung einer Haftbrücke oder sonstiger verbundsteigernder Maßnahmen. Dabei werden die Fugen analog zur Neuherstellung in den noch jungen Beton eigefräst, sodass sie deckungsgleich mit den Fugen der darunterliegenden Altbetonschicht sind. Durch den monolithischen Verbund beider Betonschichten und die Spiegelung der Fugen in den Neubeton bleibt das ursprüngliche Dehnungs- und Tragverhalten der Verkehrsfläche erhalten.

Dieses, an das aus den USA bekannte „Whitetopping“ (in Deutschland: DBA „Dünne Betonschicht auf Asphalt“) angelehnte Verfahren, stellt ein weitgehend neues Feld dar und wurde bisher im Rahmen von zwei Pilotprojekten erprobt. Zum einen an der A14 Rheintal Autobahn, welche auf Grund von Griffigkeitsproblemen instandgesetzt werden musste, und an der A1 zwischen Salzburg Mitte und Salzburg West, bei der es zu Kantenabplatzungen kam. [53]

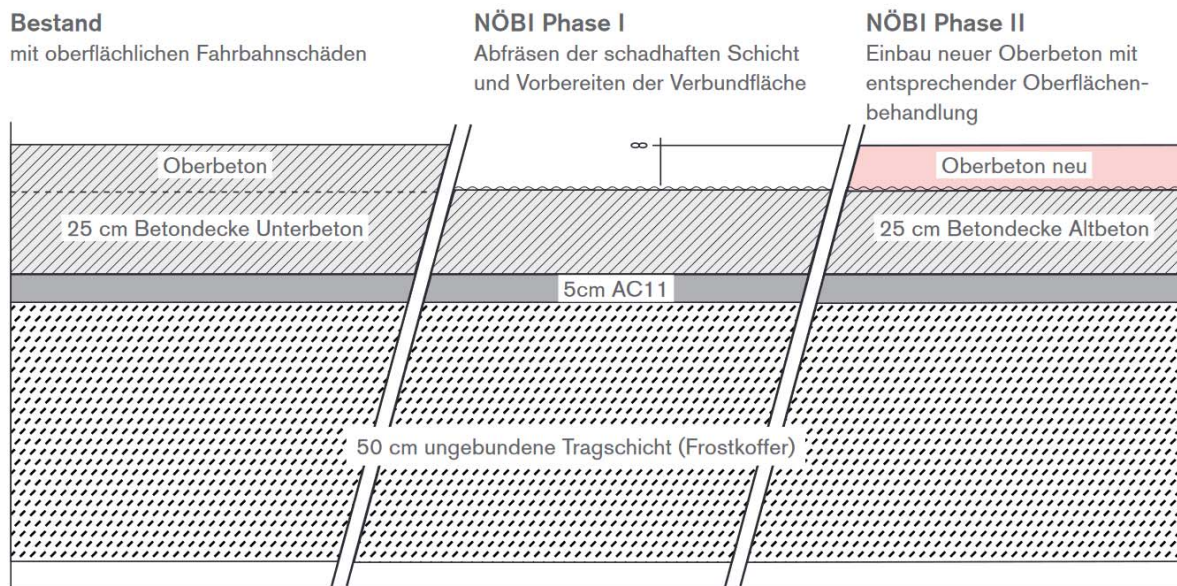


Abbildung 9: Ablaufscheme NÖBI [53]

In den USA werden mit den sogenannten „Concrete Overlays“ ähnliche Verfahren zur Instandsetzung von Fahrbahndecken mit beschädigten Fugenbereichen verwendet. Unterschieden wird dabei in dünne Deckschichten („Overlays“) mit Verbund und ohne Verbund zum Altbeton. Dabei eignen sich dünne Deckschichten mit monolithischem Verbund („Bonded Concrete Overlays“) zum Altbeton im Allgemeinen für Verkehrsflächen in gutem bis schlechtem Zustand bei denen z.B. die Oberflächenstruktur oder die Albedo verbessert werden müssen. Entscheidend ist, dass nach dem Abfräsen der beschädigten Betonschichten keine Reparaturmaßnahmen in voller Betondeckenstärke notwendig sind.

Analog zur NÖBI-Bauweise werden beschädigte Schichten der bestehenden Fahrbahndecke durch Fräsen entfernt und nach der Reinigung eine ca. 5 – 13 cm (2 – 5 inch) starke Instandsetzungsschicht aufgebracht, in welche die Fugen aus dem Altbeton gespiegelt werden.

Um Schubspannungen zwischen beiden Betonschichten zu vermeiden, wird das Temperaturdehnverhalten beider Betone möglichst nah aneinander angeglichen.

Für den Fall, dass nach dem Abfräsen Reparaturen in voller Betondeckenhöhe notwendig sind, kommen sogenannte „Unbonded Overlays“ von ca. 10 bis 13 cm zum Einsatz. Bei ihnen besteht kein Verbund zwischen abgefräster Altbetonschicht und dünner Deckschicht, was das Auftreten von Reflexionsrissen verhindert. Als Verbundtrennungsmaterial werden dabei Asphalt oder Geotextil eingesetzt. So dient der Altbeton hauptsächlich als Tragschicht, die eine gleichmäßige Unterstützung des Neubetons gewährleistet. Auch hier müssen die Fugen, insbesondere Dehnungsfugen, positionsgenau in die Deckschicht übernommen werden. [54]

Instandsetzungskonzepte bei denen die Fugen überbaut werden

Durchgehend bewehrte Betonfahrbahndecken haben sich als Bauweise für den Neubau, u.a. in den Bereichen Straßenbau, bereits seit mehreren Jahrzehnten in den USA, aber auch europäischen Ländern wie Belgien, Frankreich und den Niederlanden, bewährt. Allein in den USA kann auf Erfahrungen aus dem Bau von über 48.000 km bewehrten Betondecken zurückgegriffen werden [55]. Da sich in Deutschland historisch die unbewehrte Bauweise durchgesetzt hat, beschränkt sich die Erfahrung hier weitgehend auf vereinzelte Versuchsstrecken. Neben dem Neubau sind durchgehend bewehrte Betonfahrbahndecken auch als Instandsetzungsmethode in den USA bereits eingesetzt worden [56].

Das Prinzip dieser Bauweise (siehe Abbildung 10) beruht auf freier Rissbildung und Verteilung der durch Schwind- und Temperaturspannungen auftretenden Querrisse in Längsrichtung durch die Bewehrung, welche, ungefähr in Querschnittsmitte positioniert, keine konstruktiven Aufgaben erfüllt. Dabei sollen die Rissöffnungsweiten auf max. 0,5 mm begrenzt werden. So kann auf eine Abdichtung im Rissbereich verzichtet werden und eine gute Rissverzahnung ermöglicht die Querkraftübertragung im Bereich der Betonflanken.

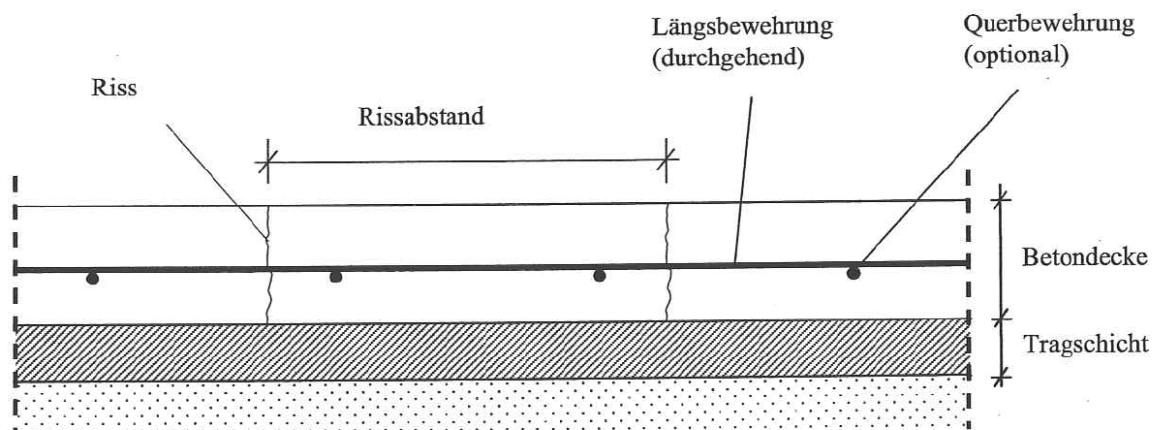


Abbildung 10: Prinzipskizze einer durchgehend bewehrten Betondecke [57]

Optional wird die benötigte Längsbewehrung auf Querbewehrung aufgelagert, was den Einbau vereinfacht und für den Fall einer Rissbildung in Längsrichtung, diese Risse möglichst eng geschlossen hält. Dabei wird die Längsrissbildung vor allem durch die kurzen, auf Grund der Querrisse entstehenden, Platten und die Reduzierung der Plattendicke begünstigt.

Durch den Einsatz von Bewehrung entstehen im Vergleich zu unbewehrten Bauweisen höhere Investitionskosten zeitgleich entfällt die Fugenpflege. Zusätzlich besteht die Möglichkeit der Sanierung der bewehrten Betondecke durch dünne Beläge ohne Gefahr der Reflexionsrissbildung. Insgesamt ergibt sich eine Kostenersparnis für Unter- und Erhaltung und einer Verlängerung der Liegedauer, was die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise erhöht [57].

Eine ab den 70er Jahren in Deutschland erforschte Sonderform der durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecke, stellt die Bauweise mit gesteuerter Rissbildung und elastischer Plattenkopplung dar. Ziel war es alte Betondecken im Hocheinbau mit durchgehend bewehrten Betondecken zu überbauen und so die Tragfähigkeit des zurückbleibenden Altbetons auszunutzen. Die Steuerung der Rissbildung erfolgt über eine 20%ige Schwächung des Querschnitts über einen Kerbschnitt in der neuen Betondecke. Durch die entstehenden Risse werden die Längszugspannungen abgebaut und so eine gleichmäßige Öffnung der Risse erzeugt. Zusätzlich dazu wurde der Verbund zwischen Beton und Längsbewehrung im Kerbbereich auf ca. 65 cm Länge durch Hüllrohre oder bituminöse Anstriche unterbrochen, was eine elastische Dehnung des Stahls ermöglicht, der so auch eine Dübelwirkung im Rissbereich hat.

Trotz der im Vergleich zur Bauweise mit freier Rissbildung, wie oben beschrieben, fast halbierten Bewehrungsgrade (0,3 – 0,5 %), konnte diese Bauweise sich in Deutschland nicht durchsetzen. Der Hauptgrund dafür liegt in der Korrosion der Bewehrung ausgelöst durch den Taumittleinsatz im Winter und die damit verbundene starke Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit [57] bis [60].

In jüngerer Vergangenheit wurde dieser Bauweise jedoch in der Forschung vor allem in Belgien und den USA wieder mehr Aufmerksamkeit geschenkt und Versuchsstrecken mit verschiedenen Ausbildungen der Risskontrolle errichtet [61] bis [65].

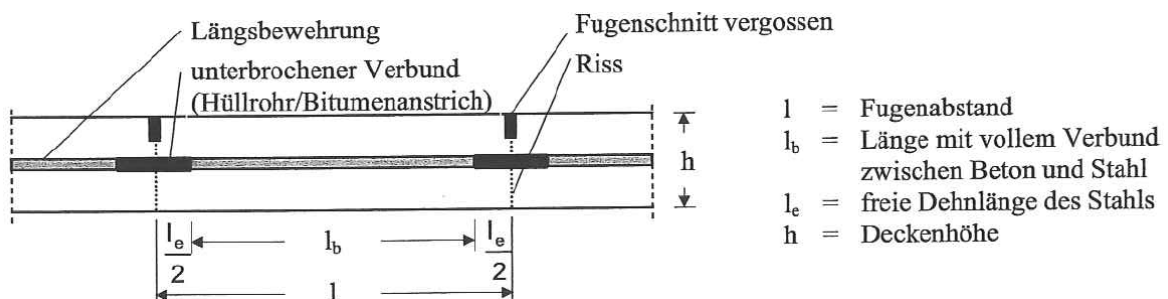


Abb. 1 Durchgehend bewehrte Betondecke mit gesteuerter Rissbildung und elastischer Plattenkopplung [57]

Fertigteile

Neben den beschriebenen Möglichkeiten Verkehrsflächen in Ortbetonbauweise instandzusetzen, ist auch der Einsatz von Fertigteilen denkbar. Unterschiedliche Ausführungsmöglichkeiten werden dafür erforscht oder stehen bereits zur Verfügung. Genannt seien hier beispielsweise die in den USA in der Praxis etablierten „Precast Concrete Pavements“ [66] und das neue „Hybride Ertüchtigungssystem für die Straßenerhaltung“ (HESTER) [67], welches im Rahmen (Forschungsprojekt hier einfügen) entwickelt wurde.

Im Allgemeinen wird zunächst der alte Oberbau soweit wie erforderlich abgetragen, z.B. durch Fräsen, und gereinigt. Anschließend werden die Fertigteile in Position gebracht und unterpresst um eine vollflächige Lagerung zu gewährleisten. Für die Kopplung an benachbarte Fertigteile und den bestehenden Oberbau kommen verschiedene Mechanismen wie Nut-Feder-Systeme oder Dübel in unterschiedlichen Ausführungen zum Einsatz. Dabei können die Fertigteile bewehrt ausgeführt werden oder die Betone z. B. durch Glas- bzw. Kunststoffasern modifiziert werden. Geeignet sind diese Instandsetzungsmethoden eher für kleinere geschädigte Betonflächen.

2.1.2 Betonzusammensetzung

Basis für die praktischen Arbeiten beider Teilvorhaben war die Entwicklung eines geeigneten Straßenbetons, der in seinen Frisch- und Festbetoneigenschaften auf die Verwendung sowohl als Carbonbeton als Straßenbeton abgestimmt ist. Die Grundlage bildete dabei ein herkömmlicher Waschbeton nach der aus Tabelle 1 ersichtlichen Zusammensetzung, der hinsichtlich seiner Konsistenz unter Einsatz von Fließmitteln so angepasst wurde, dass die Konsistenzklasse F4 gemäß DIN EN 12350-5 [68] erreicht wird. Ziel der Konsistenzanpassung war es eine hinreichende Infiltration der Textilbewehrung durch den Zementleim zu gewährleisten, um einen adäquaten Verbund zwischen Bewehrung und Beton zu ermöglichen. Der für den Frost-Tausalz-Widerstand von Straßenbeton erforderliche Luftgehalt wurde durch den Einsatz von Luftporenbildner erreicht. Hinsichtlich der Gesteinskörnung wurde Basaltsplitt mit einem Größtkorn von 8 mm gewählt, welcher als Oberbeton für den im Straßenbau verwendeten Waschbeton üblich ist. So konnte auch eine Durchdringung der Maschen, der Textilbewehrung sichergestellt werden (vgl. Kapitel 2.1.4).

Tabelle 1: Zusammensetzung für Carbonbeton

Ausgangsstoffe		Zugabemenge [kg/m ³]
Zement	CEM I 42,5 N (sd)	430
Wasser	Leitungswasser	180
w/z-Wert	0,42	-
Gesteinskörnung		
Quarzsand 0/2 mm	-	488
Basaltsplitt 2/5 mm	-	644
Basaltsplitt 5/8 mm	-	644
Sieblinie	A/B	
Zusatzmittel		
Fließmittel	Sika ViscoCrete 1068	0,6 M.-% v. Z.
Luftporenbildner	Sika LPS-V	0,15 M.-% v.Z.

Bestimmt wurden die typischen und darüber hinaus hier hinsichtlich der Verarbeitung und dem Einsatz als bewehrter Straßenbeton relevanten Frisch- und Festbetoneigenschaften. Dies können der Tabelle 2 und Tabelle 3 entnommen werden.

Tabelle 2: Frischbetoneigenschaften

Eigenschaft	Einheit	Ist	Soll / Min.	Regelwerk
Ausbreitmaß	mm	550 (F4)	490 – 550 (F4)	DIN EN 12350-5
Rohdichte	kg/m ³	2399	2000 - 2600	DIN EN 12350-6
LP-Gehalt	%	6,5	4,5	DIN EN 12350-7
Tatsächlicher w/z-Wert	-	0,45	0,42	DBV Merkblatt "Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton"
Blutwassermenge	kg/m ³	0,396	< 2 kg / m ³	DBV Merkblatt "Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton"

Tabelle 3: Festbetoneigenschaften

Eigenschaft	Einheit	Ist	Soll / Min.	Regelwerk
Schwinddehnung				DIN EN 12390-16
56d	10 ⁻⁰⁶ mm	361,3		
Druckfestigkeit (28d) f_{cube}				DIN EN 12390-3
28 d	N/mm ²	54,60 (C40/50)	37 (C30/37)	
56 d	N/mm ²	55,87 (C45/55)	-	
91 d	N/mm ²	57,25 (C45/55)	-	
E-Modul	N/mm ²	39.985		DIN EN 12390-13
Biegezugfestigkeit	N/mm ²	5,610	≥ 4,5	DIN EN 12390-5
LP-Kennwerte im Festbeton				DIN EN 480-11
Luftgehalt	Vol.-%	6,98		
Abstandsfaktor L	mm	0,15	≤ 0,2	
Mikroluftporengehalt A300	Vol.-%	2,81	≥ 1,8	
Frostprüfung (CDF nach 28 FTW)				CEN/TS 12390-9
relativer dynamischer E-Modul	%	96,8	≥ 75,0	
Gesamtabwitterung	g/m ²	39,19	≤ 1.500	
Flüssigkeitsaufnahme	%	0,9	-	

2.1.3 Verwendete Carbonbewehrung

Für alle hier durchgeführten Untersuchungen wurde das C³-Referenztextil SITgrid® 040 der Firma Wilhelm Kneitz (ehemals V.Fraas) Solutions in Textile GmbH (kurz: Kneitz GmbH) verwendet. Alle relevanten Kennwerte sind zu Tabelle 4 entnehmbar.

Tabelle 4: Kenndaten der verwendeten Carbonbewehrung

	Faden- abstand [mm]	Anzahl Fäden / m [-]	Gitter- öffnung [mm]	Material [-]	Dichte [g/cm³]	Bewehrungs- querschnitt [mm²/m]
Kettrichtung (längs)	12,7	78	9	Carbon 3200tex	1,77	141,02
Schussrich- tung (quer)	16,0	62	14	Carbon 800tex	1,77	28,02
Beschichtung	Polystyrol					

Grundsätzlich liegen Bewehrungselementen aus Carbonfasern folgende grundlegende Anforderungen zugrunde:

- ausreichende Dehnsteifigkeit und Bruchdehnung,
- kurze Verankerungslängen (resultiert in kleinen Rissabständen und Rissbreiten),
- geringe Relaxation bei hohem Dauerzug,
- Temperaturbeständigkeit (keine / geringe Veränderung der Materialeigenschaften).

Das mit Polystyrol getränkte Textil SITgrid® 040, welches in seiner Geometrie den Angaben in der abZ-31.10-182 [69] entspricht, besitzt eine Haupttragrichtung aus Kettfäden mit einem Achsabstand von 12,7 mm und eine Querrichtung aus Schussfäden mit einem Achsabstand von 16,0 mm. Die Schussfäden werden aufgrund ihrer geringen Querschnittsfläche nicht für die statische Betrachtung heran gezogen. Aufgrund der verwendeten Tränkung, die ein steiferes Materialverhalten bewirkt, kann das Textil aktuell lediglich als Mattenware geliefert und eingebaut werden. Im weiteren Produktionsprozess soll laut der Herstellerfirma, Kneitz GmbH, eine Herstellung als Rollenware mit einem entsprechend großen Rollradius möglich sein. Die Lieferung des Textils als Rollenware ist für die Verwendung in Betonfahrbahndecken eine wichtige Randbedingung.

Da die meisten Kennwerte vom Hersteller nicht angegeben werden, müssen diese in experimentellen Versuchen ermittelt werden. Die Ergebnisse der Kennwertermittlung sind in Abschnitt 2.1.8 dokumentiert.

2.1.4 Einbauversuche Carbonbeton

In den Einbauversuchen wurden verschiedene Einbauverfahren für den Carbonbeton hinsichtlich ihrer Funktionalität und Praktiabilität für die Laboruntersuchungen und den Einsatz im Straßenbau erprobt.

Carbonbeton wurde bereits in zahlreichen Projekten sowie praktischen Anwendungsfällen in verschiedensten Verfahren (Gießen, Laminieren, Sprühen, etc.) hergestellt. Bisher beschränkte sich das in den Beton verwendeten Größtkorn fast ausschließlich auf 4 mm, so dass hier überprüft wurde, ob eine Übertragung auf eine Größtkorn von 8 mm möglich ist.

Dabei ergab sich, dass Gießen mit der verwendeten Kombination von Bewehrung und Beton nicht zielführend ist. Die Maschenweite (siehe Tabelle 4) der Bewehrung entsprach nur dem 1,59-fachen des Größtkorns. Eine vollständige Durchdringung der Bewehrung durch den Beton war in den Laborversuchen zwar gegeben, aber die Bewehrung musste gegen Aufschwimmen fixiert werden, was in der Praxis kaum umsetzbar ist.

Des Weiteren wäre bei dieser Einbaumethode die Verwendung von Abstandhaltern notwendig, welche sowohl zeitaufwändig als auch in Verwendung mit großen Bewehrungsmatten nicht praktikabel hinsichtlich der Praxisanwendung sind. Eine weitere Einschränkung besteht hier hinsichtlich der bisher verfügbaren Abstandhalter, die zumeist die möglichen Abstände der Bewehrungslagen sowie die maximale Anzahl der einbaubaren Bewehrungslagen auf Grund der verfügbaren Abmessungen beschränken.

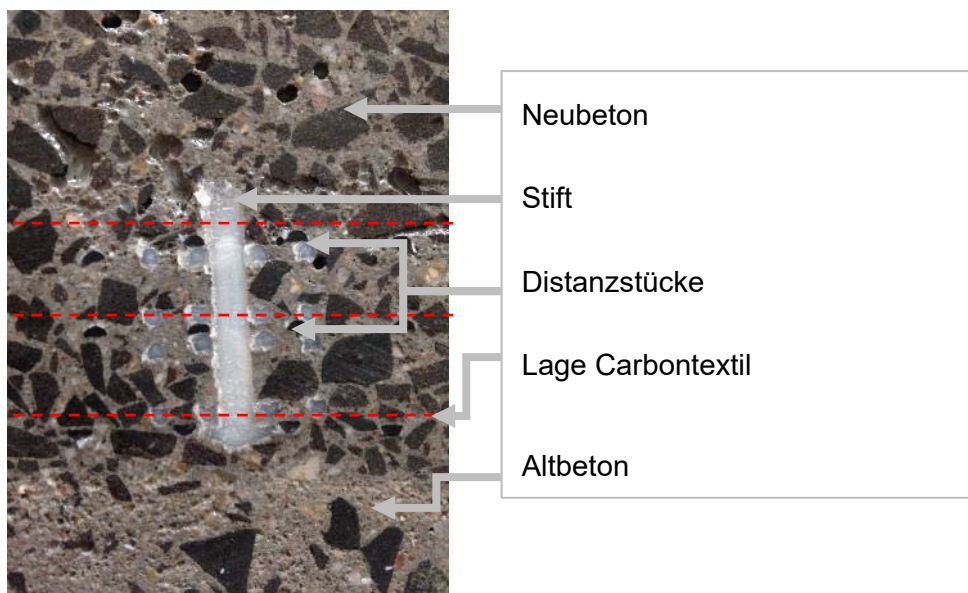


Abbildung 11: Durchdringung der Abstandalter durch den Beton (Größtkorn 8 mm)

In der Folge wurde, um eine lagegenaue Position der Bewehrung für die Laboruntersuchungen zu gewährleisten, bei der Herstellung der Probekörper diese mittels Holzleisten fixiert (siehe Abbildung 12). Da in diesem Projekt vielmehr die Grundlagen für die Übertragung in die Baupraxis geschaffen werden sollten, als eine unmittelbare wirtschaftliche Anwendung zu ermöglichen, wurde auf diese für den Baustelleneinsatz weniger geeignete Herstellungsmethode zurückgegriffen. Diese ermöglicht, wie Vorversuche zeigen, eine gute Durchdringung des Textils durch die Gesteinskörnung (siehe Abbildung 11).

Für den Praxiseinsatz zeigte sich somit das Laminierverfahren als praktikabel, unter der Einschränkung, dass die Lagegenauigkeit der Bewehrung über eine noch zu bestimmende Methode sichergestellt werden muss.

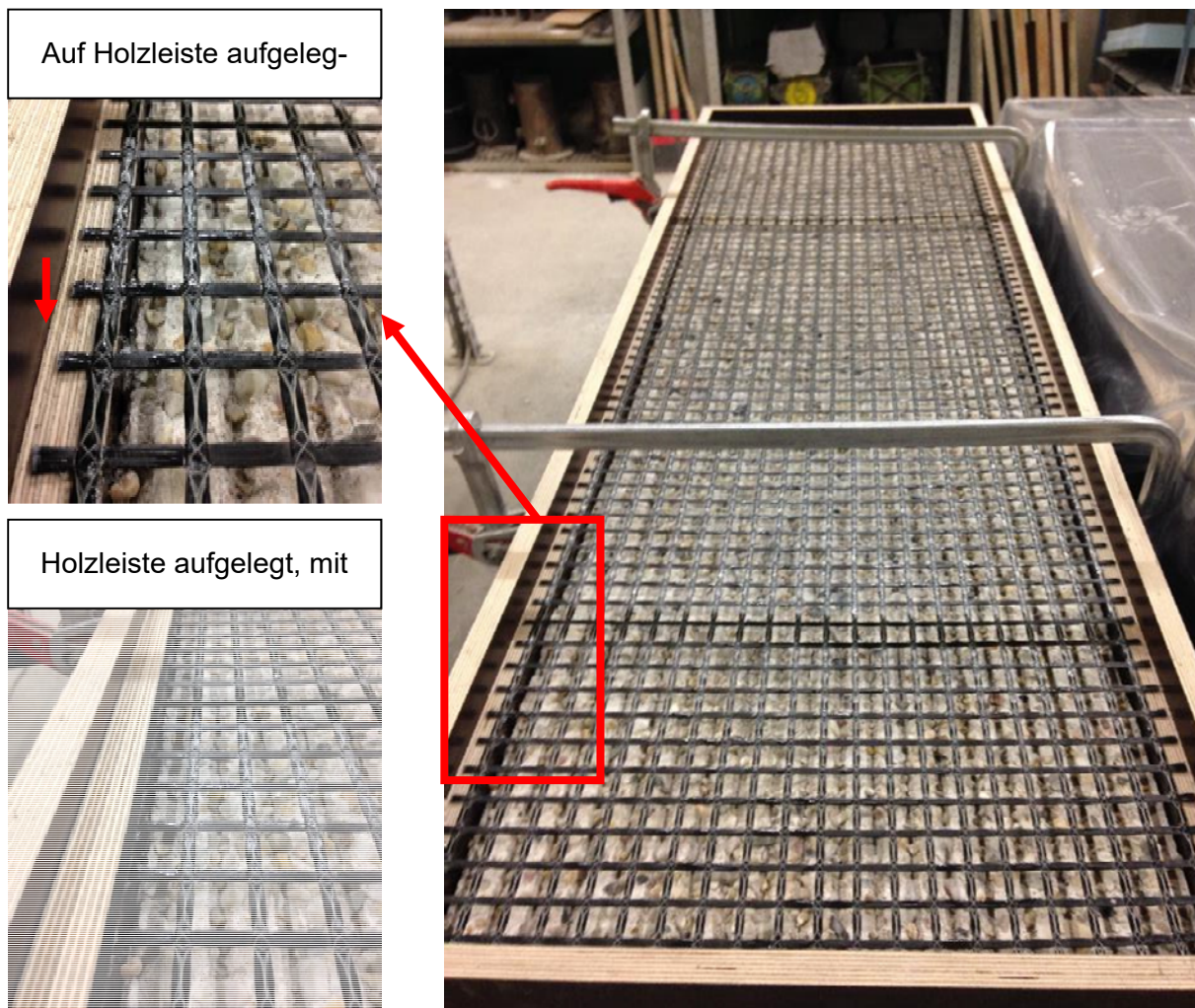


Abbildung 12: Lagesicherung des Carbontextils durch Klemmen zwischen Holzleisten



Abbildung 13: Durchdringung des Textil durch den Beton (Bohrkern aus einem Verbundbaken)

2.1.5 Verbundversuche: statische sowie dynamische / zyklische Biegezugversuche

Eine ausführliche Beschreibung zu den statischen sowie dynamischen bzw. zyklischen Biegezugversuchen ist in dem Schlussbericht zum Teilvorhaben „C3-V4.12-I: Verbundverhalten unter Ermüdungsbeanspruchung“ des Vorhabenleiters, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher der Ruhr-Universität Bochum (RUB), zu finden.

Als zusammenfassendes Fazit der Verbundversuche können an dieser Stelle folgende Punkte festgehalten werden.

- Mit einer Verbundtrennung wird eine größere Rissanzahl als ohne beobachtet.
- Im Allgemeinen werden Rissbreiten größer 0,2 mm im Versuch gemessen, die eine Dichtheit gegen eindringende Flüssigkeiten nicht gewährleisten würden.
- Ein Vergleich zu den in Teilprojekt „C3-V4.12-II“ bestimmten Rissbreiten ist nur bedingt möglich, da ein Einfluss durch den Verbund zum Altbeton (trotz stellenweiser Verbundtrennung) und die damit einhergehende Verdübelung sowie durch die Art der Versuchsdurchführung (Biegezug statt zentrischer Zug) vorhanden ist.
- Als vorherrschender Versagensmechanismus kann eine Delamination der Bewehrung vom umgebenden Beton beobachtet werden. Eine Delamination von Alt- und Carbonbeton tritt in den Verbundversuchen nicht auf.
- Durch die Verbundtrennung werden weniger Risse mit größeren Rissbreiten und Rissabständen als erforderlich für dauerhafte Instandsetzungsschicht erzeugt, so dass eine breitere Verbundtrennung in Betracht gezogen werden sollte.
- Die durchgeführten Verbundversuche zeigen keinen Einfluss aus der Verdübelung.

Teil B: TUD (Förderkennzeichen: 03ZZ0352B)

Das Teilvorhaben „C3-V4.12-II: Rissbreitenuntersuchung“ wurde zusammen mit dem Teilvorhaben VI.6-II „Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Brückenkappen durch den Einsatz von Carbonbewehrung“ von dem gleichen wissenschaftlichen Mitarbeiter bearbeitet, so dass sich die Schlussberichte der beiden Vorhaben inhaltlich abschnittsweise überschneiden können.

2.1.6 Stand der Technik – Rissbreitenuntersuchung in bewehrten Betonen

Die Rissentwicklung in dem vielfältig einsetzbaren Baustoff Beton ist von wesentlicher Bedeutung für die Gebrauchstauglichkeit und somit für die Sicherung der Dauerhaftigkeit eines gesamten Bauwerks. Die möglichen Rissursachen sind laut [a] und [b] auf die Verarbeitung und die Eigenschaften des Betons sowie auf äußere Einwirkungen, die Zwangsspannungen im Beton hervorrufen, zurückzuführen. Die Beanspruchungen, die bei Fahrbahndecken Risse erzeugen, und die daraus resultierenden Rissverläufe wurden in Abschnitt 2.1.1.2 bis 2.1.1.4 nähergehend beschrieben. Zur nähergehenden Untersuchung der Rissentwicklung im Carbonbeton werden i. d. R. standardisierte Zugversuche durchgeführt. In Abbildung 14 ist beispielhaft die Kraft-Weg-Kurve abgebildet, die sich infolge einer Kraftsteigerung im Zugversuch an einer bewehrten Betonprobe einstellt.

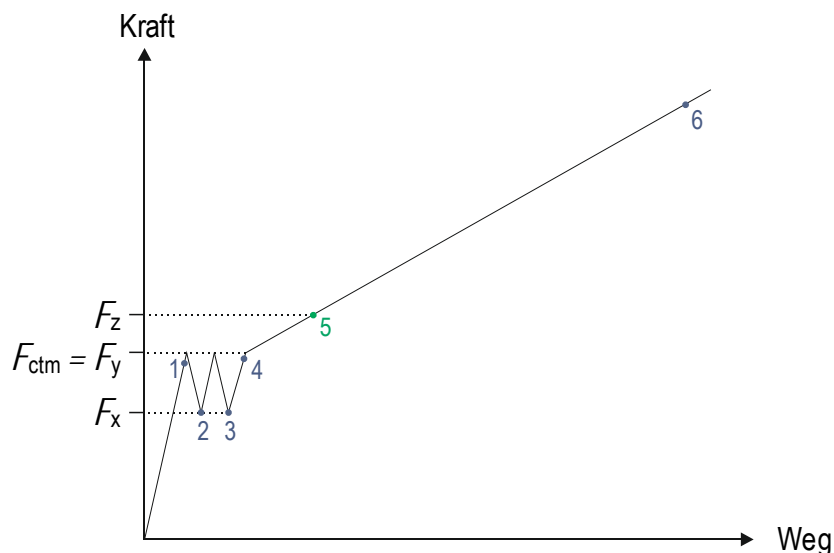


Abbildung 14: Typische Kraft-Weg-Kurve im Zugversuch am bewehrten Beton

Durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit entsteht der erste Riss im Beton und die Kraft im Verbundkörper fällt entsprechend der Kurve rapide ab. Mit Aufreißen des Betons wird die in ihm integrierte und im Verbund wirkende Bewehrung aus Stahl oder Carbonfasern erst aktiviert. In einem Riss kann der Beton keine Kräfte mehr übertragen und keine Dehnungen mehr

aufnehmen, die Dehnung im Beton fällt exponentiell ab, während diese im Stahl bzw. im Carbonfaserstrang um ein Vielfaches zunimmt. Der Kraft- und damit einhergehende Dehnungsabfall im Beton und -anstieg im Garn (Punkt 2 in der Kraft-Weg-Kurve) ist in Abbildung 15 zu sehen.

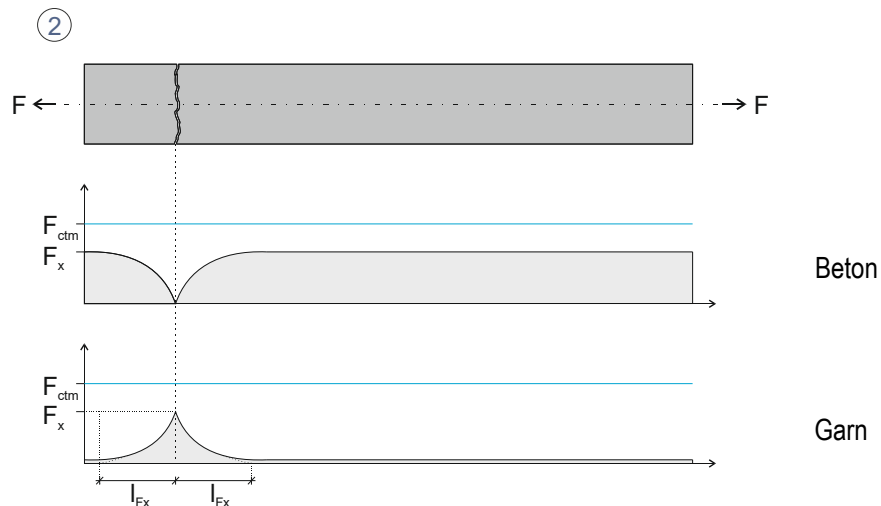


Abbildung 15: Kraft- bzw. Dehnungsverlauf im Beton und im Garn nach Erstriss (Punkt 2 im Diagramm)

Der Entstehungsort des ersten Risses ist aufgrund der stark streuenden Zugfestigkeit des Betons nicht vorhersehbar. Nach dem Erstriss entstehen schließlich an immer mehr Schwachstellen im Beton Risse. Der zweite Riss kann somit an Stellen entstehen, an denen die Kraft wieder vollständig vom Garn in den Beton verankert werden konnte, siehe Abbildung 16.

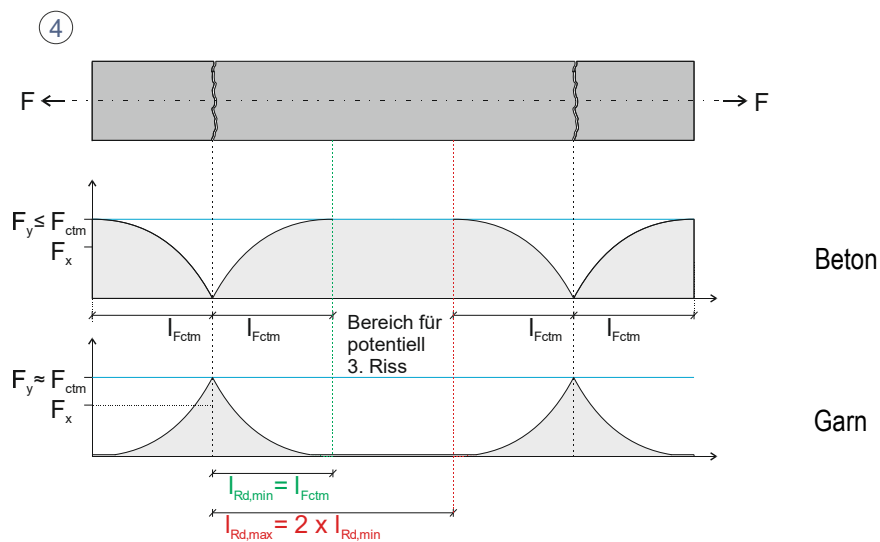


Abbildung 16: Kraft- bzw. Dehnungsverlauf im Beton und im Garn nach dem zweiten Riss (Punkt 4 im Diagramm)

Folglich entspricht der minimal mögliche Rissabstand $l_{Rd,min}$ der Einleitungslänge, die benötigt wird, um die volle Kraft aus der Bewehrung wieder über den Verbund in den Beton einzuleiten.

Der maximale Rissabstand $l_{Rd,max}$ entspricht dann der doppelten Einleitungslänge. In dem Bereich zwischen dem minimalen und maximalen Rissabstand kann sich somit noch maximal ein Riss einstellen. Sobald der letzte Riss entstanden ist, kann der mittlere Rissabstand l_{Rd} bestimmt werden. Der Beton und die Bewehrung weisen dann an keinem Punkt mehr identische Dehnungen auf [c], siehe Abbildung 17.

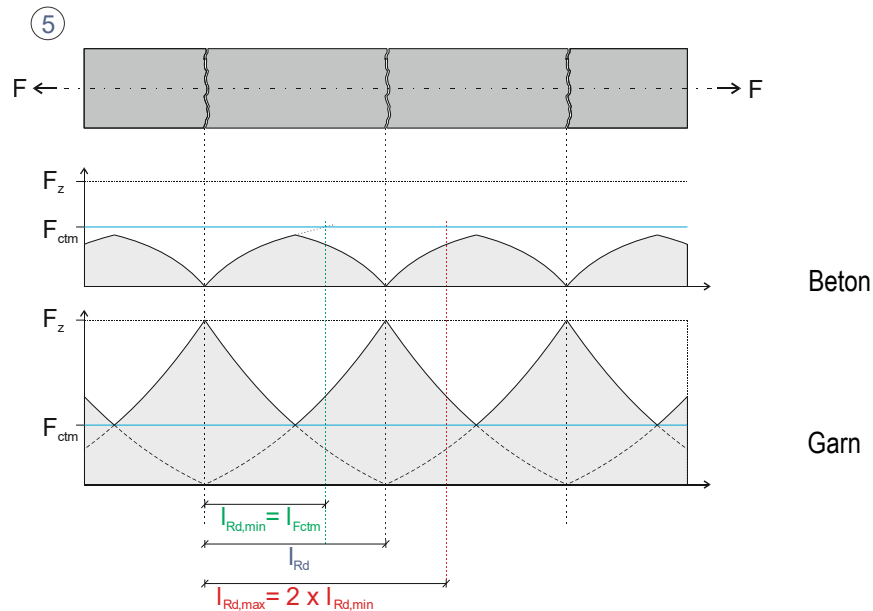


Abbildung 17: Kraft- bzw. Dehnungsverlauf im Beton und im Garn nach dem dritten Riss (Punkt 5 im Diagramm)

Die Rissbildung erfolgt demnach sukzessive, bis sich die einzelnen Störbereiche überkreuzen. Ab dem Punkt vergrößern sich lediglich die Rissweiten $[d]$. Mathematisch ergibt sich die Rissöffnung aus der Integration des Dehnungsunterschiedes zwischen dem Bewehrungselement und dem umgebenden Beton über eine bestimmte Risseinzugslänge. Diese umfasst die Bereiche zu beiden Seiten des Risses, welche eine zum Riss gerichtete Relativverschiebung zwischen Bewehrung und Beton aufweisen. Nach abgeschlossenem Rissbild und Laststeigerung bis zur Maximalkraft F_{Ge} (Punkt 6 in der Kraft-Weg-Kurve) entsprechend Abbildung 18 ergibt sich die größte Rissbreite aus dem Maximum der einzelnen Rissabstände $l_{Riss,i,F_{Ge}}$.

Die Rissbreiten sind gemäß [e] entsprechend zu begrenzen. Dabei wird unterschieden zwischen der Rissbreitenbegrenzung infolge Zwang und der infolge Last aus maßgebender Einwirkungskombination. Letzteres wird entweder durch die direkte Berechnung der Rissbreiten oder i. d. R. vereinfacht durch die Begrenzung der Stabdurchmesser oder Stababstände erzielt. Einen Überblick über verfügbare Berechnungsmodelle zur analytischen Ermittlung von Rissbreiten und -abständen im Stahlbetonbau gibt beispielsweise [g].

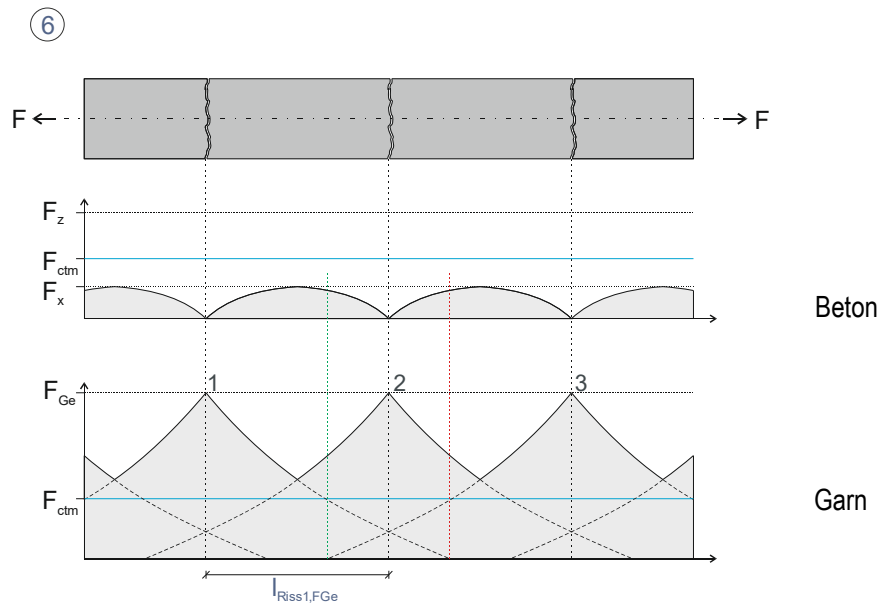


Abbildung 18: Kraft- bzw. Dehnungsverlauf im Beton und im Garn nach abgeschlossener Rissbildung (Punkt 6 im Diagramm)

Für die Bestimmung der Rissabstände und -breiten ist der Verbund zwischen Beton und Bewehrung ausschlaggebend. Die zur Einleitung der Kraft aus dem Bewehrungsmaterial in den Beton benötigte Verankerungslänge gibt Aufschluss über die Qualität des Verbundes und damit des Zusammenwirkens zwischen dem Beton und dem Bewehrungselement. Da Carbongelege im Vergleich zur Stahlbewehrung korrosionsbeständig und besonders steif sind, können diese oberflächennah platziert werden [h], wodurch die Rissentwicklung günstig beeinflusst wird [i]. Eine feine Verteilung der Faserstränge des Carbongeleges vergrößert die im Kontakt mit dem Beton wirkende Oberfläche. Diese wird mit einer den Verbund stärkenden Tränkung versehen. Im Vergleich zu Stabstahl sind die übertragbaren Verbundspannungen jedoch gering [k], da die mechanische Verzahnung mit dem Beton in der Form nicht möglich ist. Die verzahnend wirkenden Rippen der Stabstähle stützen sich bei Relativverschiebungen zwischen dem Beton und der Stahlbewehrung auf den Betonkonsolen ab. Dadurch entstehen punktuell dreiaxiale Spannungszustände, die eine lokale Erhöhung der Betondruckfestigkeit um ca. 25 % bewirken [j]. Die auf die Rippen wirkenden Druckstreben bewirken quer dazu Zugspannungen im Beton, die sich kreisringförmig um den Stabstahl ausbilden. Wird die Zugfestigkeit des Betons überschritten, ergeben sich Risse entlang des Stabes, die bei geringer Betondeckung zu einem Aufspalten in Form eines Sprengrissversagens führen können. Somit ist die Verbundtragfähigkeit abhängig von der Betondeckung und zusätzlich vorhandener Querbewehrung, die ein fortschreitendes Öffnen des Spaltrisses verhindern kann [c]. Durch die Wahl einer ausreichenden Verbundlänge wird einem vorzeitigen Auszugversagen des Bewehrungsstabs oder Carbonfaserstrangs entgegengewirkt.

Um die zur Verankerung der Zugkräfte notwendige Verbundlänge bestimmen zu können, werden i.d.R. Auszugversuche an Verbundkörpern durchgeführt. Dabei wird einseitig oder beidseitig an einem einbetonierten Stabstahl oder Carbonfaserstrang gezogen. Eine ausführliche Beschreibung von Versuchen zur „Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices“ ist in [k] zu finden.

Die Analyse des Zugtragverhaltens von Carbonbewehrung ist für die Begrenzung von Rissbreiten im carbonbewehrten Beton unumgänglich. Einen Überblick über den innovativen Baustoff geben [l] bis [m], während die Prüfmethode zur Bestimmung des Zugtragverhaltens und potentiell auftretende Versagensmechanismen in [o] bis [q] umfangreich beschrieben werden. Numerische Modelle, die sich aus den Versuchen ableiten, werden bspw. in [r] diskutiert. Im Rahmen dieses Forschungsprojektes wurde vorwiegend auf den Ergebnissen von LORENZ [k] aufgebaut. Die Erkenntnisse seiner Arbeit dienen als Grundlage für das im Folgenden beschriebene Forschungsvorhaben.

2.1.7 Verarbeitungsversuche am Frischbeton

Um die durch die RUB entwickelte Betonrezeptur (Vgl. Abschnitt 2.1.2) hinsichtlich ihrer Verarbeitbarkeit überprüfen zu können, wurden an der TUD Routineprüfkörper aus unbewehrtem Beton hergestellt und geprüft, um die Kennwerte des Frisch- und Festbetons überprüfen zu können. Mithilfe der Routineprüfkörper konnten Biegezug- und Druckprüfungen an Betonprismen durchgeführt und die Festigkeiten nach DIN EN 196-1 [s] ermittelt werden.

Anhand des Mischregimes der RUB konnten die geforderten Frisch- und Festbetonkennwerte zunächst nicht erzielt werden, siehe Tabelle 5 und

Tabelle 6. Hohe Streuungen der Druckfestigkeit zwischen 36 N/mm² bis 72 N/mm² und Abweichungen im Ausbreitmaß erforderten Anpassungen des Herstellprozesses.

Tabelle 5: Frisch- und Festbetonkennwerte des Straßenbetons – Erster Vorversuch

	Dichte	Bruchkraft F_{max}	Biegezugfestigkeit R_f	Druckfestigkeit F_c	Ausbreitmaß	Luftporengehalt
	[kg/m ³]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[%]
Mittelwert	2150	2,6	6,1	37	65	9,5
Standardabweichung	18	0,1	0,3	2,3		
Variationskoeffizient	0,008	0,039	0,042	0,063		
5%-Fraktil	2124	2,5	5,7	33,3		
95%-Fraktil	2168	2,8	6,4	39,2		

Tabelle 6: Frisch- und Festbetonkennwerte des Straßenbetons – Zweiter Vorversuch

	Dichte	Bruchkraft F_{\max}	Biegezugfestigkeit R_f	Druckfestigkeit F_c	Ausbreitmaß	Luftporengehalt
	[kg/m ³]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[%]
Mittelwert	2420	3,2	7,1	71,1	43,5	3,5%
Standardabweichung	19	0,2	0,4	4,1		
Variationskoeffizient	0,008	0,055	0,06	0,057		
5%-Fraktil	2393	2,9	6,7	65,5		
95%-Fraktil	2440	3,4	7,8	75,8		

In einem dritten Verarbeitungsversuch wurden die in Tabelle 9 aufgeführten Frisch- und Festbetonkennwerte des verwendeten Straßenbetons ermittelt. Diese liegen zwischen den Kennwerten, die im Rahmen der Vorversuche bestimmt wurden.

Tabelle 7: Frisch- und Festbetonkennwerte des Straßenbetons

	Dichte	Bruchkraft F_{\max}	Biegezugfestigkeit R_f	Druckfestigkeit F_c	E-Modul	Ausbreitmaß	Luftporengehalt
	[kg/m ³]	[kN]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[cm]	[%]
Mittelwert	2307	2,9	6,5	51,7	32209	50,9	5,1
Standardabweichung	221	0,15	0,33	3,9	1540	1,5	0,3
Variationskoeffizient	0,1	0,05	0,05	0,08	0,05	0,03	0,06
5%-Fraktil	2201	2,6	6,0	44,8	30357	49,0	4,8
95%-Fraktil	2629	3,0	7,0	57,4	34486	53,3	5,5

Die in Abhängigkeit der Betoncharge unterschiedlich ermittelten Frisch- und Festbetonkennwerte zeigen eine hohe Sensitivität auf den Herstellungsprozess. Dieser sollte von geschultem Personal überwacht werden, um die notwendige Qualität des Straßenbetons gewährleisten zu können.

2.1.8 Kennwertermittlung mit Versuchen am Verbundkörper in Standardversuchen

Die grundlegenden Anforderungen zur textilen Bewehrung und Eigenschaften der verwendeten Gelegesorte sind in Abschnitt 2.1.3 aufgeführt.

2.1.8.1 Übersicht über durchgeführte Versuche am Verbundkörper

Eine Übersicht der seitens der TUD durchgeführten Auszug- (SPO), Übergreifungs- (ÜG-) sowie Dehnkörper- (DK) -versuche gibt Tabelle 8.

Es wurden zehn SPO bei 20 °C geprüft. Um den Einfluss extremer Temperaturen (80 °C und -22 °C) in den Auszugversuchen an den Verbundkörpern zu überprüfen und mit den Dehnkörperversuchen vergleichen zu können, wurden noch jeweils zehn weitere SPO unter Temperaturbeanspruchung geprüft. Die Dehnkörper wurden sowohl mit einer Lage textiler Bewehrung als auch mit zwei Lagen hergestellt und geprüft. Je Lage sind vier Faserstränge vorhanden, die bei zwei Lagen im Idealfall ohne Versatz, jedoch mit Betonzwischenschicht, übereinander liegen, siehe Abschnitt 2.1.8.4.

Zusätzlich wurden zur Bestimmung einer Verankerungslänge sowie eines Temperatursausdehnungskoeffizienten (bei 80 °C) Übergreifungsversuche mit unterschiedlichen Übergreifungslängen (15 cm, 20 cm und 25 cm) bei jeweils 20 °C, 80 °C und -22 °C durchgeführt. Die Ergebnisse der durchgeführten Versuche werden in den folgenden Abschnitten vorgestellt.

Tabelle 8: Übersicht über am Verbundkörper durchgeführte Versuche mit V.Fraas SITgrid® 040-Textil

Versuchstyp	Variationen		Garnanzahl	Geometrie	Temperatur	Anzahl
Einseitiger Textilauszug (SPO)	Temperatur		5	330×65×30	20°C	10
					80°C	10
					-22°C	10
Dehnkörper (DK)	Anzahl Bewehrungslagen,	einlagig	4	1000×63×30	20°C	5
					80°C	5
					-22°C	5
	Temperatur	zweilagig	8	1000×63×30	20°C	5
					80°C	5
					-22°C	5
Übergreifungskörper (ÜG)	Übergreifungslänge, Temperatur	15 cm	4 (im ÜG-Bereich 8)	1000×63×30	20°C	3
					80°C	3
					-22°C	3
		20 cm	4 (im ÜG-Bereich 8)	1000×63×30	20°C	3
					80°C	3
					-22°C	3
		25 cm	4 (im ÜG-Bereich 8)	1000×63×30	20°C	3
					80°C	3
					-22°C	3

2.1.8.2 Auszugversuche zur Ermittlung des Verbundverhaltens zwischen Beton und Textil

Um das oben beschriebene Verbundverhalten zwischen der gewählten textilen Bewehrung und dem verwendeten Straßenbeton (Vergleich Abschnitt 2.1.2) genauer mithilfe von Verbundspannungs-Schlupf (VBS)-Kurven beschreiben zu können, wurden die von LORENZ [k] optimierten einseitigen Auszugversuche, sogenannte „Single-sided-pull-out“ (SPO-Versuche), an Verbundkörpern durchgeführt. Der einseitige Versuchsaufbau wurde gewählt, da sich die Ermittlung der VBS-Kurven mithilfe von „Double-sided-pull-out“- (DPO-) Versuchen für große Verankerungslängen als nicht zielführend herausgestellt hat. Die doppelseitigen Textilauszugversuche dienen vielmehr zur Kontrolle bzw. direkten Bestimmung der Endverankerungslänge durch Variation dieser. Die erforderliche Endverankerungslänge ist erreicht, wenn das Versagen durch einen Textilbruch und nicht durch einen Faserauszug oder einen Spaltbruch des Betons eintritt. Zur Bestimmung der VBS-Kurve ist es daher sinnvoller, SPO-Versuche nach [l], [k], [q], durchzuführen. Mithilfe der erzeugten Versuchsergebnisse kann eine direkte Ermittlung der notwendigen Verankerungslänge erfolgen.

Das in Abschnitt 2.1.11 vorgestellte Berechnungstool beinhaltet die Auswertung der geprüften SPO-Probekörper. Unter Verwendung des Textils SitGrid 040 werden in den SPO-Versuchen die notwendigen Verankerungslängen bei unterschiedlichen Temperatureinwirkungen (20 °C, 80 °C, -22 °C) bestimmt. Für die im Dehnkörperversuch ermittelten Garnzugspannungen können die Verankerungslängen aus den Graphen abgelesen werden. Die im Auszugversuch ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird im Berechnungstool zur Ermittlung der Rissabstände und -breiten benötigt, siehe Abschnitt 2.1.11.1.

Der Aufbau des SPO-Versuchs nach [k] ist in Abbildung 19 dargestellt. Die Kraftereinleitung in die Probe erfolgt im oberen und unteren Auszugbereich über eine Klemmvorrichtung. Über die Anordnung einer Sollbruchstelle, mittels beidseitiger Sägeschnitte, wird die obere kurze Verankerungslänge l_E für die untersuchte Textilkonfiguration mit dem jeweiligen einfachen Querfadenabstand festgelegt. Bei der vorliegenden Textilgeometrie entspricht dies einer Einbinde-länge von ca. 16,0 mm. Es wird jeweils nur ein Roving in Probekörpermitte geprüft.

Die Proben werden in eine servohydraulische Zugprüfmaschine der Genauigkeitsklasse 1 nach DIN EN 12390-4 [t] mit einem geeigneten Messbereich eingespannt. Die Auszugversuche werden weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min durchgeführt. Als Messgrößen werden neben der Maschinenkraft F und dem Maschinenweg s die Rissöffnung w im Bereich der Sollbruchstelle auf der Vorder- und Rückseite der Probe durch angeklebte Dehnungsaufnehmer „DD1“ aufgenommen.

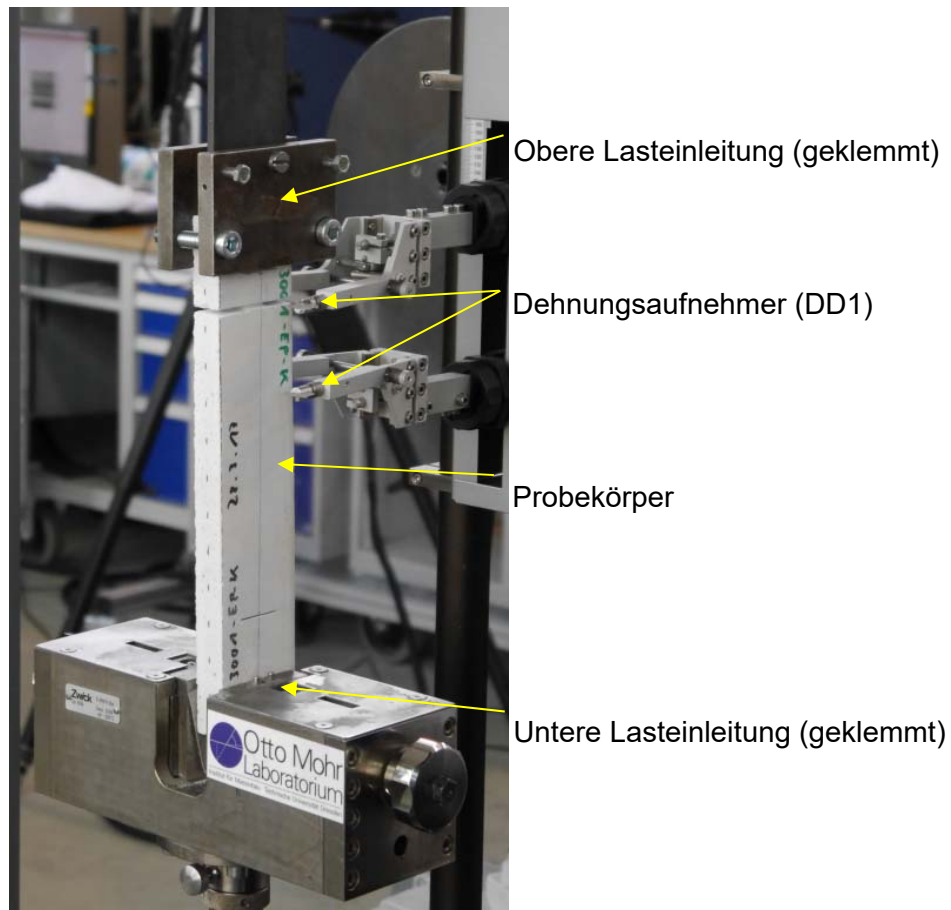


Abbildung 19: Versuchsaufbau für Auszugkörper (SPO)

Die Ergebnisse aus den Auszugversuchen werden im folgenden Abschnitt erläutert und im Anhang 2.1.13 mit tabellarischen Werten und Diagrammen hinterlegt.

2.1.8.3 Ermittlung einer Schubspannungs-Schlupf-Beziehung

Mit dem Textil SITgrid® 040 wurden die oben aufgeführten Auszugversuche (SPO) zur Ermittlung der Verbundeigenschaften zwischen Textil und dem verwendeten Straßenbeton (Vgl. Abschnitt 2.1.2) durchgeführt. Das Ergebnis der SPO-Versuche ist eine Kraft-Rissöffnungs-Kurve. Unter Beachtung der Randbedingungen, wie der Probekörpergeometrie, wird eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung bzw. eine Verbundfluss-Rissöffnungsbeziehung nach [k] anhand der experimentell ermittelten Kraft-Rissöffnungs-Beziehung berechnet. Daraus können die Verankerungslänge sowie die minimalen und maximalen Rissabstände ermittelt werden.

Um die Unterschiede in den Verankerungslängen sowie in den minimalen und maximalen Rissabständen nach [k] aufzuzeigen, sind die Mittelwerte der im Anhang 2.1.13 ausführlich dokumentierten Ergebnisse in Tabelle 9 gegenübergestellt.

Tabelle 9: Übersicht der Ergebnisse aus den Auszugversuchen mit V.Fraas SITgrid® 040

Probekörper	Temperatur	F _{Bruch aus Dehnkörpern}	min. Rissabstand	max. Rissabstand	Verankerungslänge
	[°C]	[N]	l _{R,D,min} [mm]	l _{R,D,max} [mm]	l _{erf} [mm]
TA-3001 bis 3010	20 °C	5425,5	58,7	117,3	207
TA-3011 bis 3020	80 °C	5302,5	80,0	160,0	283
TA-3021 bis 3030	-22 °C	5166,3	40,1	80,3	150

Von den je zehn Probekörpern wurden jeweils bei ca. einem Drittel der Probekörper das mittlere Garn, das aus dem Probekörper herausgezogen werden soll, im Rahmen der Versuchsvorbereitung durch den Dremelschnitt nicht vollständig durchtrennt. Diese Probekörper wurden daher bei der Mittelwertbildung nicht berücksichtigt. Ebenfalls aus der Mittelwertbildung herausgenommen wurden Probekörper, bei denen der Beton vorzeitig aufgespalten ist. Dadurch ergab sich eine deutlich reduzierte Stichprobenanzahl zur Mittelwertbildung, die eine statistische Auswertung mithilfe einer Normalverteilungsfunktion nicht sinnvoll erscheinen lässt.

Der maximale Rissabstand beträgt in etwa immer das Doppelte von dem minimalen Rissabstand. Die Rissabstände sowie die Verankerungslänge variieren entsprechend der in der Auswertung angesetzten Garnzugkraft aus den Dehnkörperversuchen in besonderem Maße. Demnach weisen die Proben, die unter -22°C geprüft wurden, die geringsten Rissabstände auf, während bei den auf 80°C erhitzten Proben doppelt so große Rissabstände ermittelt werden.

Eine ausführliche Auswertung der aus der Verbundspannung-Schlupf-Beziehung (VBS) berechneten Rissabstände und -breiten im Vergleich zu den im Versuch gemessenen Werten folgt in Kapitel 2.1.11.2.

2.1.8.4 Dehnkörperversuche zur Betrachtung der Rissentwicklung

Um die Rissentwicklung im Beton, d. h. die bei einer Zugbeanspruchung entstehenden Rissabstände und -breiten experimentell zu ermitteln und mit den analytisch ermittelten Werten vergleichen zu können, wurden Dehnkörperversuche im Otto-Mohr-Laboratorium der TU Dresden durchgeführt.

In Tabelle 8 sind die seitens der TUD durchgeführten Dehnkörperversuche aufgeführt. Es wurden einlagig und zweilagig bewehrte Dehnkörper bei 20 °C, 80 °C, -22 °C geprüft.

Um im einaxialen Zugversuch eine ausreichende Klemmung der Proben am oberen und unteren Lasteinleitungsbereich zu erzielen, werden die Schrauben der Klemmung mit einem Moment von 30 bis 50 Nm angezogen. Größere Anzugmomente können zu einem Betondruckversagen im Lasteinleitungsbereich und kleinere Anzugmomente zu einem Rutschen der Lasteinleitung führen.

Der Aufbau eines Probekörpers ist in Abbildung 20 dargestellt. Die Probekörper und der Versuchsaufbau orientieren sich im Grundprinzip an den von Lorenz beschriebenen Untersuchungen [k] und sind durch die Empfehlungen und Erkenntnisse aus dem Basisvorhaben B3 des C³-Forschungsvorhabens ergänzt, siehe [o]. Die verwendeten Probekörper mit den Abmessungen von 1000 mm × 63 mm × 30 mm sind mit einer bzw. zwei Lagen des textilen Geleges „SITgrid 040®“ mit je vier Garnen pro Lage mittig bewehrt. Bei der gewählten Querschnittsbreite von 63 mm handelt es sich um eine Mindestbreite, die eingehalten wird, um eine ausreichende Krafteinleitung über die Klemmvorrichtung in den Probekörper zu gewährleisten. Die textile Bewehrung ist im Inneren des Dehnkörpers eben und parallel zur Oberfläche der Probekörper angeordnet. Die Betondeckung der Probekörper beträgt bei einer Textillage 15 mm, woraus sich eine durchschnittliche Probekörperdicke von 3 cm ergibt. Bei zwei Textillagen werden die mit einer Betondeckung sowie eine Betonzwischenschicht von 10 mm hergestellt.

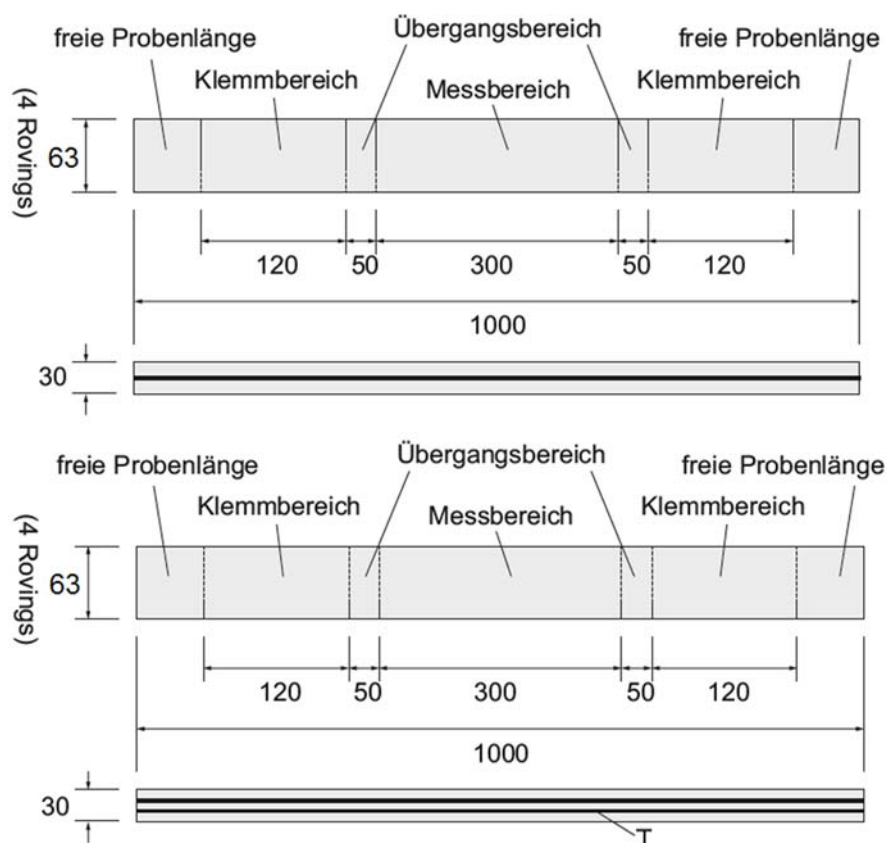


Abbildung 20: Aufbau eines Dehnkörpers mit einer Textillage (oben) und zwei Lagen (unten)

Die erforderliche Verankerungslänge und die daraus resultierende Probekörperlänge hängt von den Verbundeigenschaften des Textils ab, siehe z. B. [p]. Wird ein zu kurzer Verankerungsbereich gewählt kann es zu einem Garnauszug aus dem Beton kommen, bevor die Garnzugfestigkeit erreicht wird. Bei einer Länge von ca. 1000 mm stehen pro Probekörperende ein Klemmbereich von mindestens 120 mm und eine freie Probenlänge von ca. 200 mm zur Verfügung. Somit ist je Seite eine Verankerungslänge von etwa 350 mm vorhanden. In den Auszugversuchen (SPO) mit dem SITgrid 040®-Textil ergab sich eine maximal erforderliche Verankerungslängen von im Mittel 283 mm.

Nach dem Anbau der oberen und unteren Lasteinleitungskonstruktion erfolgt der Einbau der Proben in eine servohydraulische Prüfmaschine der Genauigkeitsklasse 1 nach DIN EN 12390-4 [k]. Zur Ausrichtung der Probe wird eine Vorlast von 0,5 kN aufgebracht. Die weitere Belastung erfolgt weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von ca. 1 mm/min. Während des Zugversuches werden die Maschinenkraft F , der Maschinenweg s sowie die Längenänderung Δl im Messbereich mit einer Messlänge l von 200 mm bestimmt. Aus dem Anstieg der Spannungs-Dehnungs-Beziehung im Zustand IIb (siehe [v]) kann der E-Modul des Carbontextils bestimmt werden. Um von dem abgelesenen E-Modul jedoch Rückschlüsse auf die reale Steifigkeit des Verbundkörpers ziehen zu können, ist laut [p] die Ausbildung von mindestens 5 Rissen im Messbereich empfohlen. Bei einer geringeren Anzahl von Rissen im Messbereich bzw. bei Rissen, die direkt im Übergangsbereich zur Klemmvorrichtung entstehen, wird die Steifigkeit des Komposits i.d.R. überschätzt.

Die Dehnungen wurden zur genauen Analyse der Rissentwicklung im Dehnkörper mit Photogrammetrie gemessen. In Abbildung 21 sind fünf Dehnkörper zu sehen, wovon zwei bereits mit dem Photogrammetriemuster auf einer Länge von ca. 350 mm versehen wurden.



Abbildung 21: Photogrammetriemuster auf Dehnkörpern

Photogrammetrie eignet sich für die Messung von filigranen Rissen besonders gut, da durch die optische 3D-Verformungsanalyse eine hohe Messgenauigkeit gewährleistet werden kann. Verwendet wird das ARAMIS® System von 2017 der Firma GOM GmbH mit einer Auflösung von 12 Mio. Megapixel (4096 x 3072 Pixel) und einem für den Messbereich speziell ausgelegten Objektiv mit einer Brennweite von 100 mm. Die Positionierung der zwei Kameras erfolgte mithilfe eines Stativs in unmittelbarer Nähe zum Versuchsstand. Durch das Anlegen von Messflächen statt Messpunkten können auch noch im Nachhinein mithilfe von nachträglich gesetzten Messpunkten Dehnungen aus den Photogrammetriedaten herausgelesen werden. Dafür wurde ein Extensometer im Messbereich von der Mitte zwischen den zwei äußersten Rissen auf der einen Seite bis zur Mitte der zwei äußersten Risse auf der anderen Seite gelegt. Dabei wurde davon ausgegangen, dass sich die Risse in einem gleichmäßigen Abstand weiter ausbilden würden. In Abbildung 22 ist beispielhaft ein Dehnungsbild in ARAMIS® zu sehen. Die Probekörperfläche, die mit einem Muster versehen und von der Auswertungssoftware erkannt wurde, ist in grün dargestellt, während große Dehnung im Rissbereich rot abgebildet werden.



Abbildung 22: Beispielhaftes Photogrammetrie-Bild in ARAMIS® auf Dehnkörpern

Dehnkörperversuche mit dem V.Fraas- SITgrid 040®-Textil

Die Dehnkörperversuche werden an Verbundkörpern, die an der RUB mit dem Beton nach Abschnitt 2.1.2 und dem SITgrid 040® -Textil hergestellt, und im Otto-Mohr-Labor der TUD durchgeführt. Die experimentell gemessenen Rissabstände und -breiten können dann mit den aus der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung berechneten Werten verglichen werden.

Insgesamt wurden je Temperaturserie zehn Dehnkörper geprüft. Die ausgewerteten Spannungs-Dehnungs-Linien der geprüften Dehnkörper mit einer Textillage sind in Abbildung 23 und mit zwei Textillagen in Abbildung 24 dargestellt. Bei den grau markierten Einzelwerten handelt es sich um ungültige Versuchsergebnisse, die aus der Mittelwertbildung herausgenommen wurden.

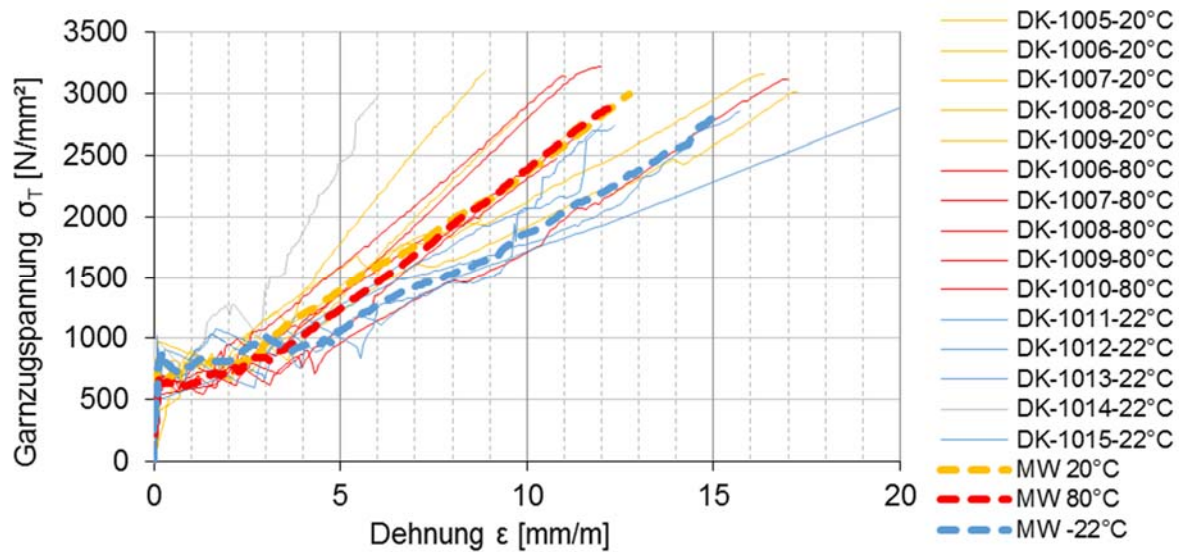


Abbildung 23: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der einlagig mit dem SITgrid® 040-Textil bewehrten Dehnkörper

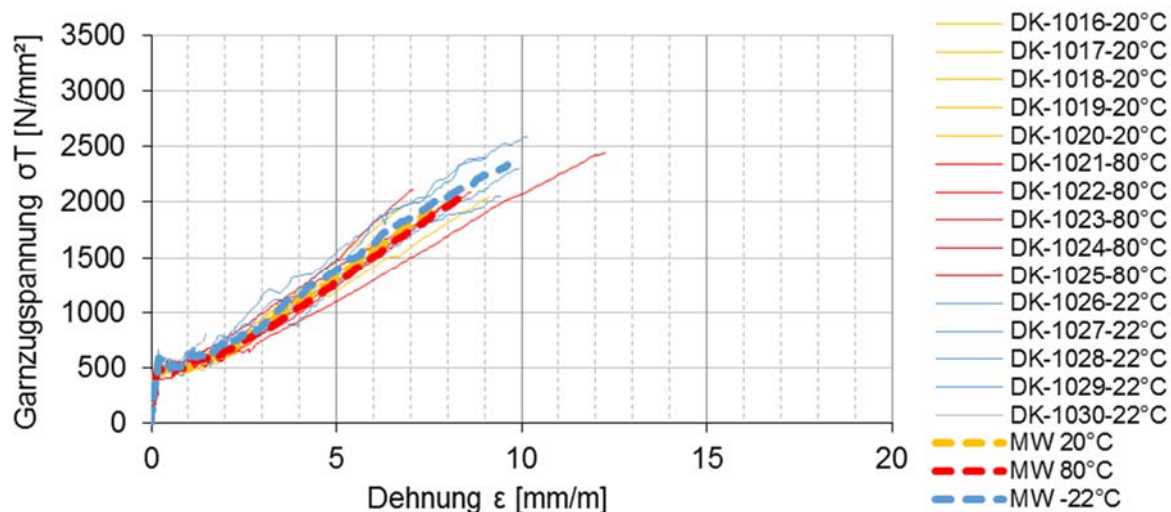


Abbildung 24: Spannungs-Dehnungs-Beziehungen der zweilagig mit dem SITgrid® 040-Textil bewehrten Dehnkörper

Die niedrigere Garnbruchspannung der zweilagig bewehrten Dehnkörper ergibt sich aus einem aufgetretenen Rutschen der geklemmten Lasteinleitung. Aufgrund der hohen Bruchfestigkeiten des verwendeten Textils von ca. 3000 N/mm² ergibt sich eine notwendige Maschinenkraft bei 8 Garnen im zweilagig bewehrten Probekörper von ca. 43,4 kN. Damit die geklemmten Lasteinleitungen nicht rutschen wird ein Anzugsmoment der Schrauben von ca. 80 Nm benötigt. Der daraus resultierende Querdruck im Bereich der Lasteinleitung übersteigt allerdings die Druckfestigkeit von dem hier verwendeten Straßenbeton. Aus diesem Grund konnte lediglich ein Anzugsmoment von ca. 50 Nm verwendet werden. Folglich war das Abbruchkriterium

bei den zweilagig bewehrten Dehnkörpern nicht der Faserbruch sondern das Rutschen der Lasteinleitung. Die Spannungs-Dehnungs-Linien wurden ab diesem Punkt abgeschnitten.

Die Dehnkörper, die eine Prüfung bei ca. -18 °C erforderten, wurden mindestens 24 Stunden lang vor der Prüfung in einer Kühltruhe gelagert, die auf die mögliche Minimaltemperatur von -22 °C eingestellt wurde. Die Probekörper wurden erst kurz vor der Prüfung aus der Truhe genommen. Die Kristallbildung auf den Probekörpern erschwert jedoch eine ausreichend genaue Messung mittels Photogrammetrie. Die bei hohen Temperaturen geprüften Dehnkörper wurden hingegen mit Heizstrahlern auf 80 °C aufgeheizt und während des Versuchs weiter beheizt, so dass eine gleichmäßige Temperatur generiert wurde. Die Messung mittels Photogrammetrie konnte bei adäquater Positionierung der Heizstrahler mit guter Qualität erfolgen.

Eine Übersicht über die in allen durchgeführten und oben beschriebenen Dehnkörperversuche ermittelten Mittelwerte der Bruchspannungen σ_{tu} und -dehnungen ϵ_u sowie der erreichten maximalen Bruchlasten F_u , Erstrissspannungen $\sigma_{c,cr}$ und E-Moduln gibt Tabelle 10. Die Bruchspannungen der zweilagig bewehrten Dehnkörper sind jedoch als die Spannungen zu verstehen, die zum Zeitpunkt des Rutschens der Lasteinleitung gemessen wurden.

Tabelle 10: Zusammenfassung der Mittelwerte aus Dehnkörperversuchen bei 20 °C , 80 °C , -22 °C

Probekörper		F_u [kN]	ϵ_u [‰]	$\sigma_{c,cr}$ [N/mm ²]	σ_{tu} [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]
Einlagig bewehrt						
DK-1005 bis 1009 20°C	Mittelwert	21,77	12,74	3,07	3004,5	204.400
DK-1006 bis 1010 80°C	Mittelwert	21,21	12,46	2,51	2928,4	227.430
DK-1011 bis 1015 -22°C	Mittelwert	20,67	15,00	4,19	2852,3	165.140
	Mittelwert					198.990
Zweilagig bewehrt						
DK-1016 bis 1020 20°C	Mittelwert	26,34	7,50	3,26	1930,2	232.380
DK-1021 bis 1025 80°C	Mittelwert	30,01	8,50	3,38	2071,4	231.760
DK-1026 bis 1030 -22°C	Mittelwert	35,17	9,63	4,15	2363,6	207.970
	Mittelwert					224.037

Bei den einlagig bewehrten Dehnkörpern zeichnet sich ein Abfall der Bruchspannung unter extremen Temperaturen, besonders bei -22 °C , ab. Dies bestätigt die in Abschnitt 2.1.8.3 aufgeführte Untersuchung zum Verbundverhalten zwischen textiler Bewehrung und Beton bei niedrigen Temperaturen, bei der eine Verringerung der notwendigen Verankerungslängen sowie der Rissabstände und -breiten bei -22 °C festgestellt wurde.

Da die zweilagig bewehrten Dehnkörper nur bis zum Rutschen der Lasteinleitung geprüft wurden, lässt sich keine Aussage über die Bruchspannung treffen. Aufgrund der großen Streuungen im Zustand II bei den einlagig bewehrten Dehnkörpern und dem vorzeitigen Abbruchkriterium bei den Dehnkörpern mit zwei Textillagen ist der E-Modul kein aussagekräftiger Kennwert zur Beurteilung der Versuche.

Um das Streumaß ebenfalls im Vergleich betrachten zu können, sind die Variationskoeffizienten der Versuchsreihen in Tabelle 11 zusammengefasst. Die Versuche, die bei 80 °C durchgeführt wurden, weisen bei den einlagig bewehrten Dehnkörpern die größte Streuung der Bruchspannung auf. Das Streumaß der Bruchspannungen der zweilagig bewehrten Dehnkörper kann ebenso wenig wie der Wert der Bruchspannung selbst bewertet werden. Die gemessene Bruchdehnung sowie die Erstrissspannung weist jedoch bei 20 °C den maximalen Variationskoeffizienten auf.

Tabelle 11: Übersicht der Variationskoeffizienten aus den Dehnkörperversuchen bei unterschiedlicher Temperatur

Probekörper	Temperatur	Variationskoeffizient ν			
	[°C]	F_u [-]	ϵ_u [-]	$\sigma_{c,cr}$ [-]	σ_{tu} [-]
Einlagig bewehrt	20	0,056	0,270	0,158	0,056
	80	0,101	0,185	0,100	0,101
	-22	0,036	0,216	0,022	0,037
Zweilagig bewehrt	20	0,146	0,151	0,186	0,091
	80	0,115	0,236	0,100	0,115
	-22	0,073	0,045	0,094	0,089

Die Streuungen sind umso größer und die Kennwerte daher weniger aussagekräftig, je weniger Risse im Messbereich entstanden sind. I. d. R. sind ca. 4 bis 6 Risse im Messbereich entstanden. Teilweise sind bei höheren Maschinenkräften Spaltrisse in Textilebene aufgetreten, siehe Abbildung 25.

Eine ausführliche Auswertung der Rissentwicklung folgt in Abschnitt 2.1.11.2.

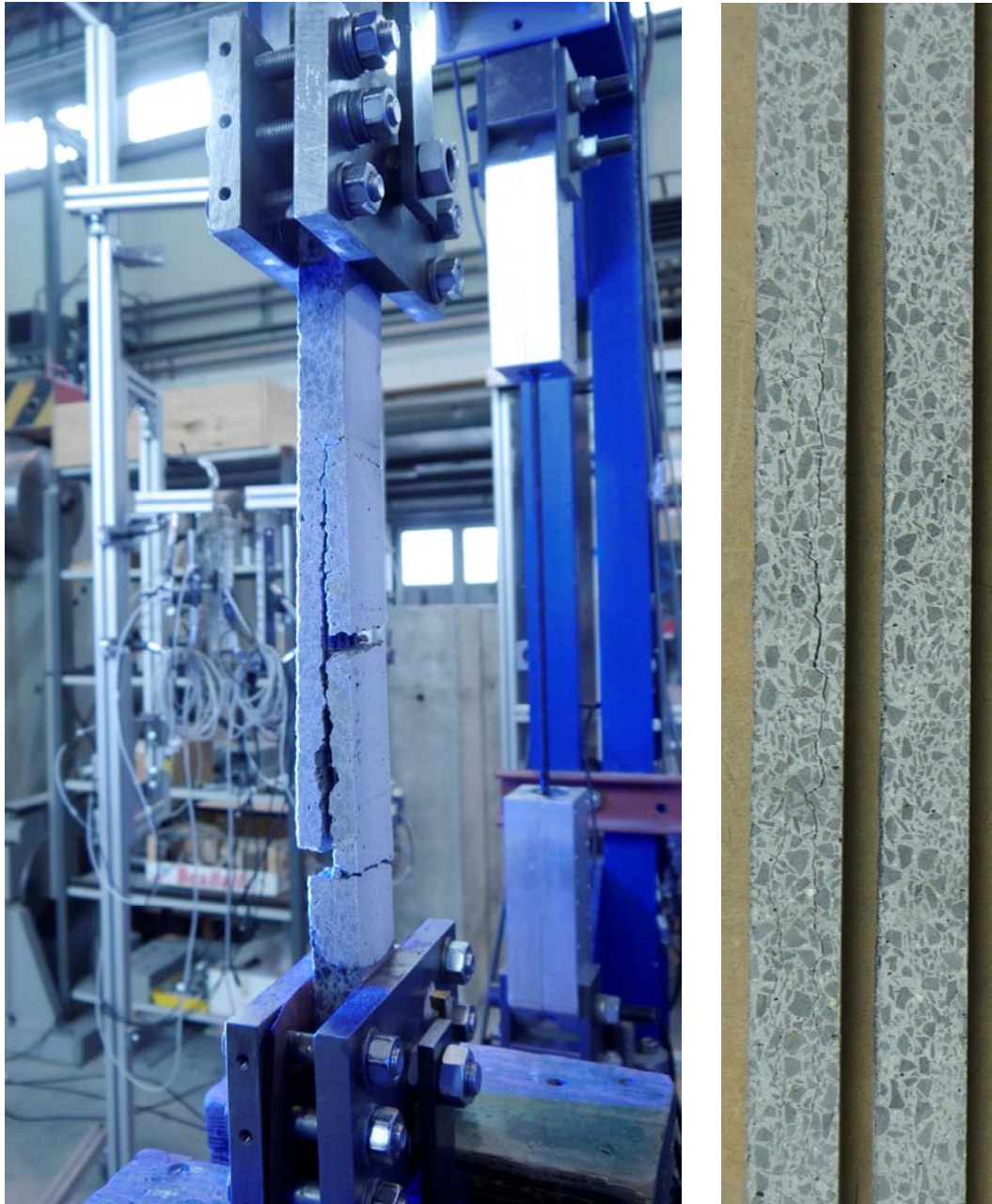


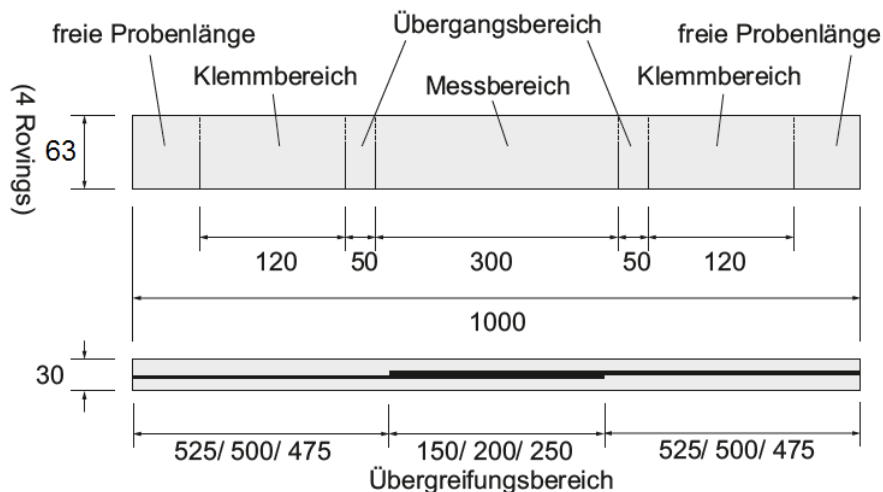
Abbildung 25: Spalten der Dehnkörper im Bruchzustand in der Textilebene bei einer Textillage (links) und Risse in der Textilebene bei zweilagig bewehrten Dehnkörpern (rechts)

2.1.8.5 Übergreifungsversuche

Zur Bestimmung der optimalen Verankerungslänge wurden Übergreifungsversuche mit unterschiedlichen Übergreifungslängen (15 cm, 20 cm und 25 cm) analog der Dehnkörperversuche durchgeführt. Die erforderliche Übergreifungslänge ist erreicht, wenn der Probekörper durch Textilreißen, meist zu Beginn des Übergreifungsbereiches, eintritt und nicht durch Faserauszug oder Spaltbruch des Betons. Die Berechnung der Übergreifungslänge ist identisch mit der Endverankerungslänge.

Es wurden für drei unterschiedliche Übergreifungslängen je drei Übergreifungsversuche pro untersuchter Temperatur (20°C, 80°C und -22°C) durchgeführt. Das untersuchte Textil SIT-grid® 040 zeigte jedoch in anderen C3-Forschungsprojekten (Vergleich [q]) eine gewisse Spaltneigung, weshalb ein Probekörperversagen vor Erreichen der Garnzugfestigkeit erwartet wurde.

Die Probekörper mit Abmessungen von 1000 mm × 60 mm × 30 mm sind mit je einer Lage Textil bewehrt, das sich im Messbereich mit 15 cm, 20 cm bzw. 25 cm übergreift. Es sind vier Garne in der Breite verteilt. Die textile Bewehrung ist im Inneren der Probekörpers eben und parallel zur Oberfläche angeordnet. Die Betondeckung beträgt je Seite ca. 15 mm. Die Bewehrung liegt im Übergreifungsbereich ohne Abstand direkt aufeinander. Daraus resultiert eine durchschnittliche Probekörperdicke von 3 cm bei mittlerer Anordnung der textilen Bewehrung, siehe Abbildung 26.



Querschnitt:

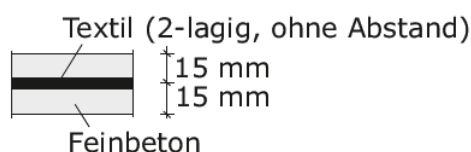


Abbildung 26: Schema Aufbau Probekörper für Übergreifungsversuche

Der Versuchsaufbau entspricht dem des Dehnkörperversuchs und ist auf dem Foto in Abbildung 27 zu sehen. Nach dem Einbau der Übergreifungskörper in die Lasteinleitungsstruktur werden die Proben in eine servohydraulische Zugprüfmaschine der Genauigkeitsklasse 1 nach DIN EN 12390-4 [t] mit einem geeigneten Messbereich eingespannt. Die Versuche werden analog zu den Dehnkörperversuchen weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min durchgeführt. Die Steuerung der Prüfmaschine erfolgt über den Maschinenweg. Als Messgrößen werden neben der Maschinenkraft F und dem Maschinenweg s die Längenänderung Δl im Messbereich auf der Vorder- und Rückseite der Probe durch angeklebte Dehnungsaufnehmer „DD1“ mit einer Messlänge l von 200 mm bestimmt.

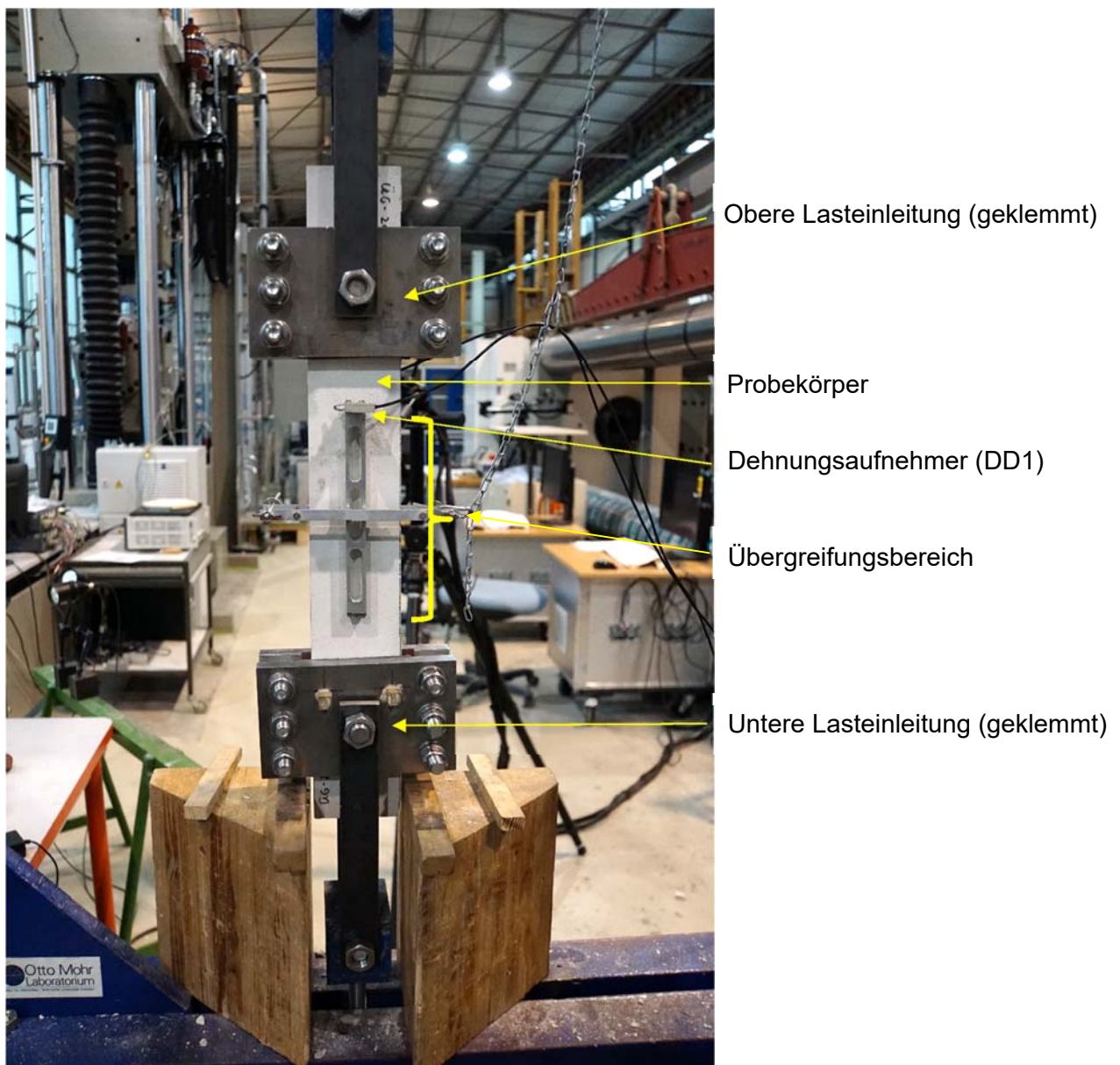


Abbildung 27: Versuchsaufbau für Übergreifungsversuche

Die in den Übergreifungsversuchen erreichten Bruchspannungen können in Abbildung 28 abgelesen werden. Sowohl bei Raumtemperatur (20°C) als auch bei extremen Temperaturen (-18°C und 80°C) konnten die Bruchspannungen, die im Dehnkörperversuch gemessen wurden, sowie deren Streuwerte (5 %- und 95 %-Quantil) im Übergreifungsversuch nicht erreicht werden. Im Mittel wurde für vier im Probekörper vorhandene Garne eine Maschinenkraft von ca. 14 kN statt der möglichen ca. 21 kN erreicht.

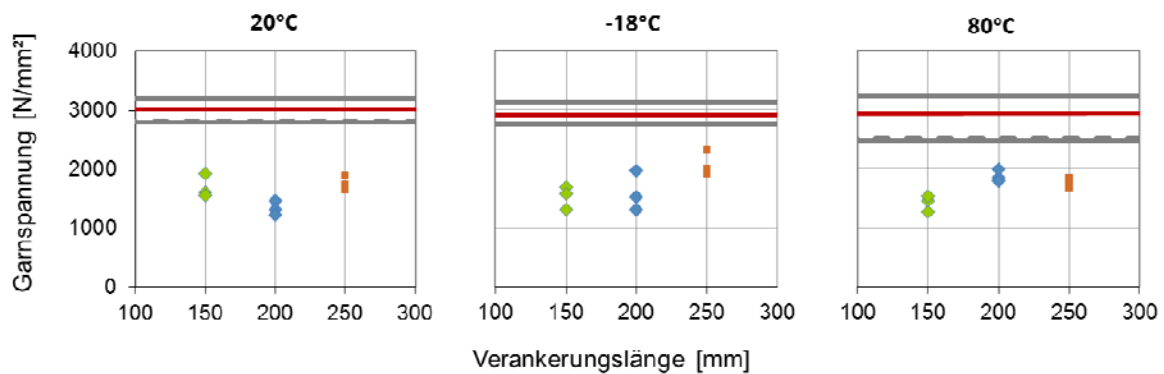


Abbildung 28: Erreichte Garnzugspannungen der Übergreifungskörper im Vergleich zur ermittelten Bruchspannung aus Dehnkörperversuchen

Bei einer Verankerungslänge von 20 cm kam es vereinzelt zu Garnabrissen, was vermuten lässt, dass eine Mindestlänge erreicht ist. Es wird daher davon ausgegangen, dass bei ca. 25 cm Verankerungslänge bereits die volle Zugkraft verankert werden kann, wenn kein vorzeitiges Spalten der Probekörper eintritt. Ein geprüfter Übergreifungskörper ist in Abbildung 29 dargestellt. Es ist deutlich zu sehen, dass ein Versagen infolge Spalten des Probekörpers eingetreten ist, was Aufschluss darüber gibt, warum die Garnzugfestigkeit nicht erreicht wurde.

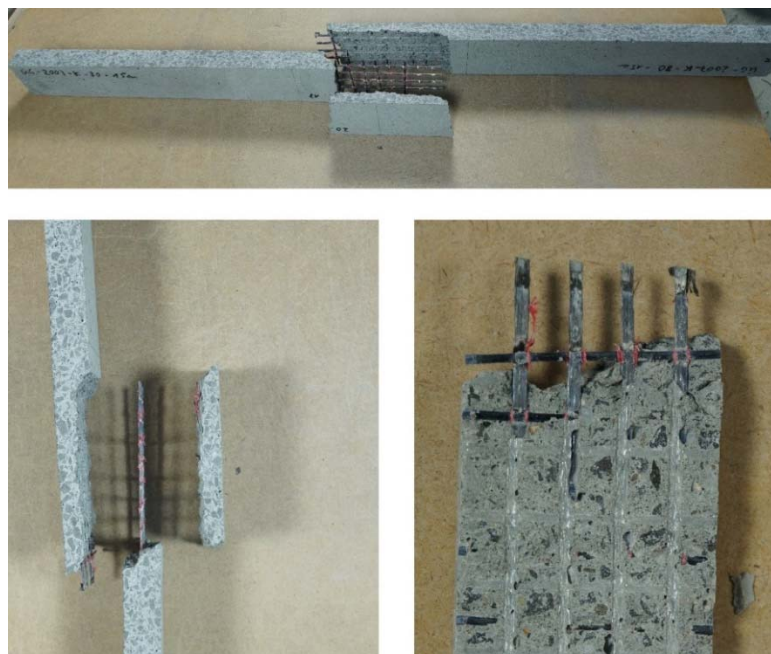


Abbildung 29: Spalten der Übergreifungskörper

Zwar können die Übergreifungskörper keinen Aufschluss über die erreichbare Garnzugspannung geben, jedoch werden die erforderlichen Endverankerungslängen im SPO-Versuch ermittelt und liefern damit eine vergleichbare Aussage zum Verbundverhalten der textilen Bewehrung im Straßenbeton. Die Übergreifungsversuche konnten zudem genutzt werden, um bei 80°C einen Temperaturexpansionskoeffizienten zu bestimmen, der für die weitere Betrachtung des Temperatureinflusses auf die Verbundeigenschaften herangezogen werden kann, siehe Abschnitt 2.1.9.

2.1.8.6 Versuche zur Dichtigkeit an Probekörpern

Die Versuche zur Dichtigkeit des Betons mit der in Abschnitt 2.1.2 aufgeführten Betonzusammensetzung wurden zusammen mit den Wasseraufnahmeversuchen durch die RUB durchgeführt. Eine ausführliche Auswertung der Versuche kann daher dem Schlussbericht des Teilprojektes „C3-V4.12.I: Verbundverhalten unter Ermüdungsbeanspruchung“ entnommen werden.

Durch die TUD wurde stattdessen die Wassereindringtiefe an betonierten Würfeln mit einer Seitenlänge von je 150 mm überprüft. Die Würfel wurden nach dem Ausschalen aufgeraut und gemäß DIN 12390-8 [u] 7 Tage lang im Wasser und anschließend in der Klimakammer gelagert. Die Prüfung erfolgte nach 28 Tagen. Dabei wurde auf die Würfel für 72 ± 2 Stunden ein Wasserdruck von 500 ± 50 kPa auf den Würfel im Prüfgerät aufgebracht. Im Anschluss wurden die Probekörper senkrecht zu der dem Wasser ausgesetzten Fläche in zwei Hälften gespalten. Nach Trocknung der Spaltfläche war der Verlauf der Wassereindringung deutlich sichtbar, so dass die größte Eindringtiefe unter der Prüffläche gekennzeichnet und gemessen (Rundung auf 1 mm) werden konnte.

Tabelle 12: Ergebnisse aus Versuchen zur Wassereindringtiefe am Würfel

Würfel-Nr. [-]	Wassereindringtiefe [mm]
1	4,0
2	5,0
3	5,0

Die gemessene Wassereindringtiefe von 4-5 mm ist bei einer Betondeckung von 10-15 mm unbedenklich. Weitere Untersuchungen müssten an infolge realistischer Beanspruchungen gerissenen Betonquerschnitten geführt werden.

2.1.9 Experimentelle Untersuchung zum Temperaturlastfall

2.1.9.1 Bestimmung des Temperatureausdehnungskoeffizienten

Um den Temperatureinfluss nähergehend zu untersuchen und den Verbundwerkstoff zunächst hinsichtlich des Temperaturverhaltens einordnen zu können, wurde der Temperatureausdehnungskoeffizient bzw. die Wärmedehnzahl des Straßenbetons in Verbindung mit der Carbonbewehrung ermittelt.

Generell liegt der Koeffizient für Beton zwischen 5×10^{-6} und 14×10^{-6} pro Kelvin. Für Normalbeton kann dieser mit ca. 10×10^{-6} pro Kelvin, für Leichtbeton mit 8×10^{-6} pro Kelvin angesetzt werden. Um den Koeffizienten zu bestimmen, wurden die Probekörper bei einem Übergreifungsversuch auf 80°C aufgeheizt und die Dehnung des Körpers gemessen, Vergleich Abschnitt 2.1.8.5. Dies erfolgte bei zwei Probekörpern mit einer Übergreifungslänge von 15 cm und bei drei Probekörpern mit einer Übergreifungslänge von 20 cm. Die Ergebnisse sind als Mittelwerte in Abbildung 30 und in Abbildung 31 dargestellt. Dabei ist die Temperatur in $^\circ\text{C}$ auf der Abszisse und die Dehnung in mm/m auf der Ordinate aufgetragen.

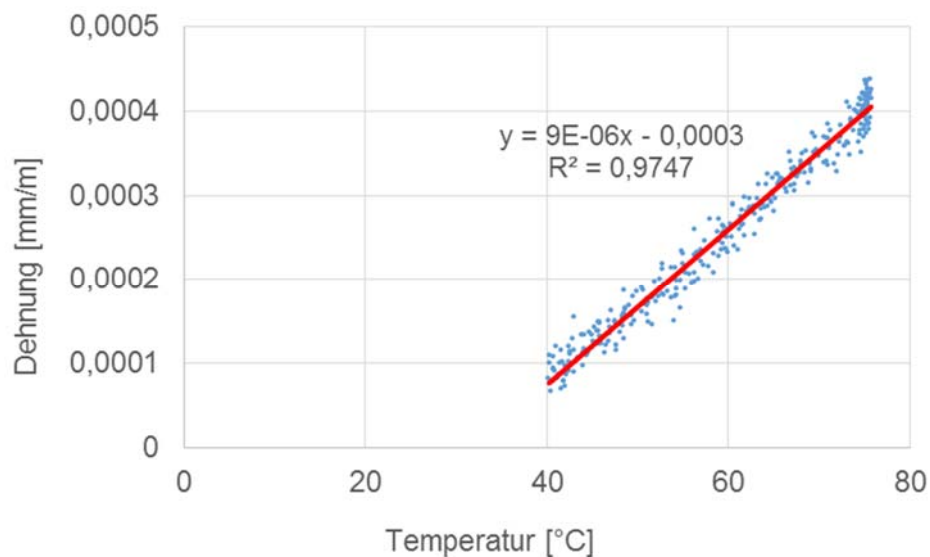


Abbildung 30: Ermittlung des Wärmeausdehnungskoeffizienten durch Aufheizung des Probekörpers auf 80°C bei einem Übergreifungsversuch mit 15 cm Übergreifungslänge

Mithilfe einer Regressionsgeraden wird der Ausdehnungskoeffizient als Steigung der Geraden ermittelt. Dabei wurde nur der Bereich zwischen 40°C und 80°C betrachtet, da zu Beginn des Versuches noch Einflüsse aus den Lagerungsbedingungen bzw. Reibung zu Verfälschungen der Ergebnisse führen können. Der Ausdehnungskoeffizient fällt in beiden Versuchsreihen mit 9×10^{-6} pro Kelvin etwas geringer aus, als für Normalbeton angenommen, da das Carbongelege auch noch einen Einfluss auf die Ausdehnung hat.

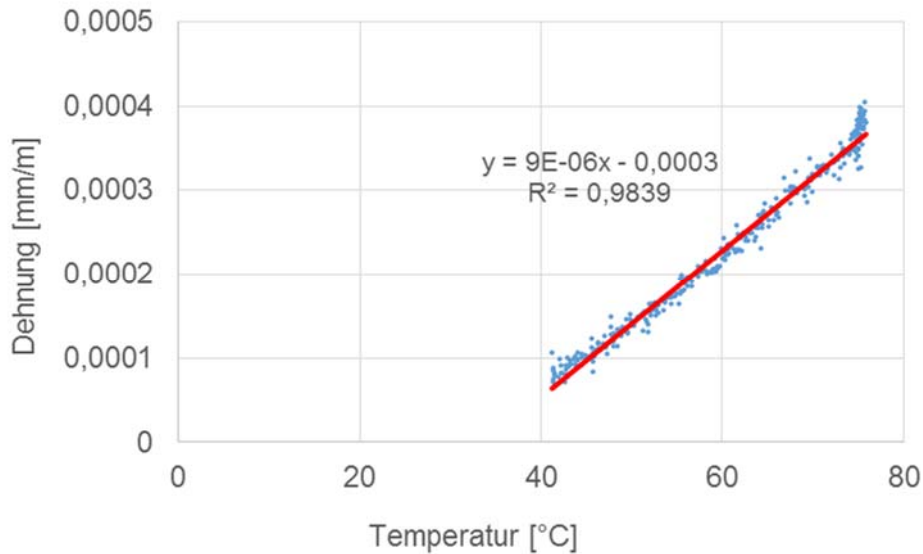


Abbildung 31: Ermittlung des Wärmeausdehnungskoeffizienten durch Aufheizung des Probekörpers auf 80°C bei einem Übergreifungsversuch mit 20 cm Übergreifungslänge

Mithilfe des Ausdehnungskoeffizienten α_T kann nun eine Temperaturdifferenz ΔT ermittelt werden, die sich im Betonquerschnitt bei einseitiger Erwärmung bzw. Abkühlung einstellen würde, siehe Gleichungen (1) und (2).

$$\alpha_T = \frac{\varepsilon_T}{\Delta T} \quad (1)$$

$$\Delta T = \alpha_T \cdot \varepsilon_T = \alpha_T \cdot \frac{\Delta l}{l_0} \quad (2)$$

Wird der Probekörper nach dem Erhitzen auf 80°C wieder in sehr kurzer Zeit auf 40°C bzw. von 60°C auf 20°C beidseitig abgekühlt, entstehen im Beton aus thermischen Zwang Zugspannungen. Um hierzu auf theoretischer Ebene Vorbetrachtungen durchzuführen, wird sich auf den in den Gleichungen (3) und (4) dargestellten physikalischen linearen Zusammenhang bezogen.

$$\sigma_T = E \cdot \frac{\Delta l}{l_0} \quad (3)$$

$$F_T = EA \cdot \frac{\Delta l}{l_0} \quad (4)$$

Der Elastizitätsmodul ergibt sich für den Beton im Mittel zu 32.209 N/mm² und für das geprüfte SITgrid® 040-Textil zu 211.514 N/mm², Vergleich Abschnitt 2.1.7 und 2.1.8. Mit einem Ausdehnungskoeffizienten von Beton von 10×10^{-6} pro Kelvin und von Carbon von $-0,1 \times 10^{-6}$ pro Kelvin kann nun überschlägig ermittelt werden, ob sich Risse im Beton durch die Abkühlung ergeben würden. Es wird in dem Fall von einem starren Verbund ausgegangen, so dass eine

Verhinderung der Stauchung des Betons aufgrund der Dehnung des Carbons zu Zwangsspannungen führen könnte. Durch die folgende Rechnung wird dieser Fall überschlägig betrachtet. Unter Annahme eines starren Verbundes des Betons mit der Carbonbewehrung würde entsprechend der in den Gleichungen (5) bis (7) aufgeführten Rechnung eine Zugspannung im Beton von 12 N/mm² in Folge einer Abkühlung um 40 K und einer Verhinderung der Ausdehnung durch das Carbongelege entstehen.

$$\varepsilon_{T,\text{Beton}} = \frac{\Delta l_{\text{Beton}}}{l_{0,\text{Beton}}} = \alpha_{T,\text{Beton}} \cdot \Delta T = 10 \cdot 10^{-6} \cdot (-40 \text{ K}) = -4 \cdot 10^{-4} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{T,\text{Carbon}} = \frac{\Delta l_{\text{Carbon}}}{l_{0,\text{Carbon}}} = \alpha_{T,\text{Carbon}} \cdot \Delta T = -0,1 \cdot 10^{-6} \cdot (-40 \text{ K}) = 4 \cdot 10^{-6} \quad (6)$$

$$\sigma_T = \varepsilon_{T,\text{Beton}} \cdot E_{\text{Beton}} + \varepsilon_{T,\text{Carbon}} \cdot E_{\text{Carbon}} = 12,04 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad (7)$$

Da jedoch kein ideal starrer Verbund zwischen den Verbundmaterialien vorliegt, sondern von einem Schlupf zwischen dem Beton und der Bewehrung auszugehen ist, wird dieser Fall nicht nähergehend betrachtet. Es wird davon ausgegangen, dass sich die Spannung durch die minimale Relativverschiebung größtenteils abbaut. Stattdessen soll der Fall untersucht werden, bei dem eine Zwangsbeanspruchung im Carbonbetonquerschnitt entsteht, wenn die Erwärmung oder Abkühlung der Betonoberfläche zunächst nur einseitig erfolgt und sich dadurch ein Temperaturgradient im Carbonbetonquerschnitt einstellt.

Ausgehend von der in den Dehnkörperversuchen gemessenen Rissspannung σ_T kann die Rissdehnung ε_T ermittelt werden und damit der Temperaturgradient bestimmt werden, bei dem der Querschnitt einseitig aufreißen würde. Mit einer im Mittel erreichten Rissspannung von 3 N/mm² und dem betonspezifischen E-Modul von 32.209 N/mm² ergibt sich eine Rissdehnung von 0,093 ‰, also von ungefähr 0,1 ‰. Daraus lässt sich mithilfe der Gleichung (2) die Temperaturdifferenz ermitteln, bei welcher der Beton aufreißen würde. Mit den zuvor angenommenen Werten ergäbe sich ein Temperaturgradient von $\Delta T = 10 \text{ K}$.

2.1.9.2 Experimentelle Voruntersuchung zur Einstellung eines Temperaturgradienten

Um feststellen zu können, ob sich eine solche Temperaturdifferenz in einem 3 cm starken Betonquerschnitt ausbilden könnte, wurden zunächst Vorversuche zum Temperaturdurchgang von Beton im Allgemeinen durchgeführt. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 32 zu sehen.

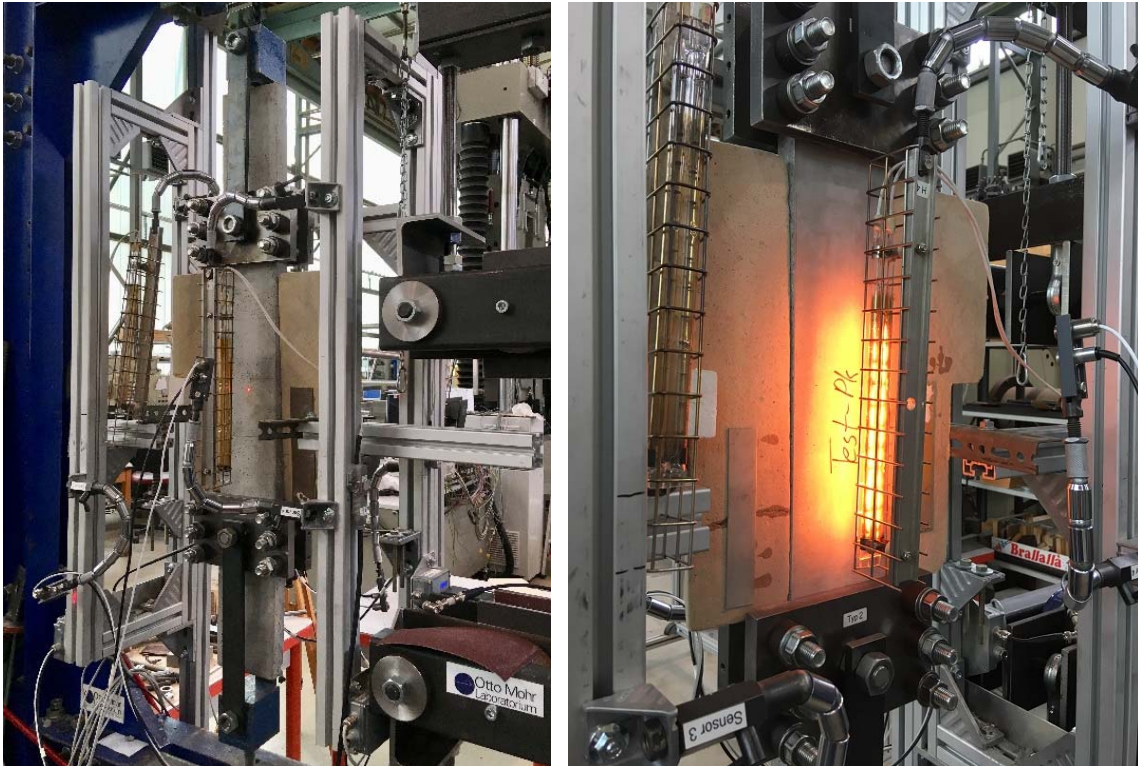


Abbildung 32: Einseitige Temperaturbeanspruchung zur Bestimmung des Wärmedurchgangs

In den Versuchen wurden vorhandene Betonproben locker in die Prüfmaschine, die i.d.R. für Dehnkörperversuche genutzt wird, eingebaut und beidseitig mit Temperaturmessfühlern versehen. Die eine Seite des Probekörpers wurde mittels eines Heizstabes auf mindestens 60°C aufgeheizt. Um zu vermeiden, dass sich die Temperatur seitlich um den ca. 100 mm breiten Probekörper ausbreitet und damit die Temperaturmessung verfälscht, wurden zusätzlich seitliche Abschirmbretter montiert.

Bei den ersten Probekörpern, die aus einem modifizierten Faserbetongemisch bestanden, wurde aufgrund der Prüfeinstellung bis zu einer Temperatur von 70°C geheizt. Bei dem Hochfesten (HF-) Beton wurde der Probekörper hingegen bis zu der festgelegten Temperatur von 65°C einseitig aufgeheizt. Der Temperaturverlauf, der während der Versuchszeit jeweils auf der vorder- und rückseitigen Betonoberfläche gemessen wurde, ist in Abbildung 33 dargestellt.

Es ist deutlich zu erkennen, dass sich ein Temperaturdelta von mindestens 15 K im jeweiligen Betonquerschnitt einstellt. Unter Berücksichtigung der vorherigen Erkenntnis, dass 10 K ausreichen würden, damit der Fahrbahnbeton aufreißt, werden weitere Temperaturversuche mit dem Fahrbahndeckenbeton gemäß der in Abschnitt 2.1.2 aufgeführten Betonzusammensetzung durchgeführt.

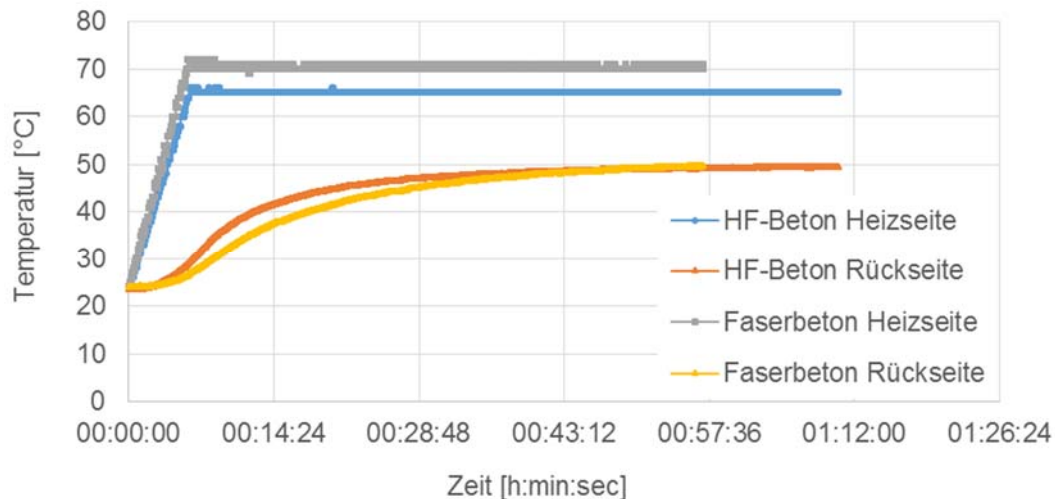


Abbildung 33: Vorversuche zum Temperaturdurchgang unterschiedlicher Betonproben

In weiteren theoretischen Untersuchungen zur Temperaturbeanspruchung bei verstärkten Fahrbahndecken werden der Verbund zur Altbetonschicht sowie die Abmessungen der stellenweisen Trennung des Verbundes betrachtet. Ausgehend von einer mittleren Bauteiltemperatur von ca. 10°C würde sich bei einer angenommenen Minimaltemperatur von -18°C und einer Maximaltemperatur von 38°C eine Temperaturdifferenz von 28 K ergeben. Daraus würde sich bei einem möglichen Fugenabstand von 5 bis 6 Metern eine Verformung der Carbonbetonschicht im Fugenbereich von 1,4 mm ergeben. Um die Dehnung im Carbonbeton auf ein aufnehmbares Maß von bspw. 2,3 ‰ zu begrenzen, wird eine Verbundtrennung im Bereich der Fuge von insgesamt 600 mm notwendig. In diesem Bereich sollten sich dann idealer Weise sieben gleichmäßig verteilte Risse mit einer jeweiligen Rissbreite von 0,2 mm einstellen.

Zur Überprüfung der theoretischen Vorüberlegungen wurden weitere Temperaturversuche an Probekörpern mit der Dehnkörpergeometrie (Vergleich Abschnitt 2.1.8.4) durchgeführt. Die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen sind im folgenden Abschnitt dokumentiert.

2.1.9.3 Temperaturversuche an drei unterschiedlichen Versuchsaufbauten

Zur Erzeugung eines Temperaturgradienten im Betonquerschnitt wurden die drei folgenden Versuchsaufbauten erprobt.

- Probekörper aus der Kühltruhe (-18 °C), siehe Abbildung 34, links und mitte
- Probekörper (Raumtemperatur) mit Kühlkomresse, siehe Abbildung 34, rechts
- Heruntergekühlter (mit Kühlkopresse oder in Kühltruhe) Probekörper auf Heizplatte, siehe Abbildung 35

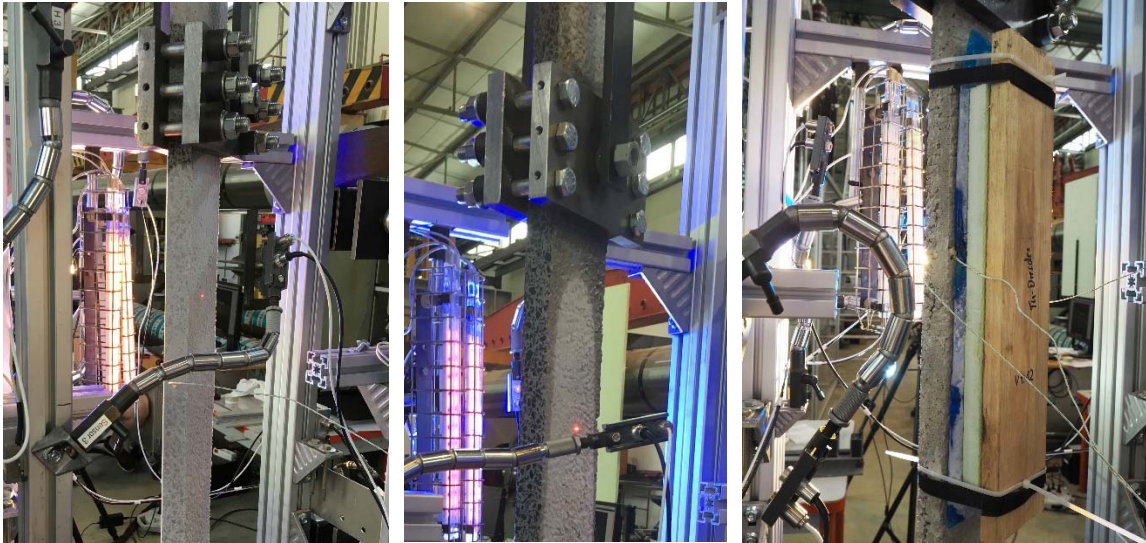


Abbildung 34: Versuchsaufbauten 1 (links und mitte) und 2 (rechts)

Bei Versuchsaufbau 1 und 2 wurden die Probekörper frei hängend in den Belastungsrahmen der Biaxial-Prüfmaschine, die i. d. R. für die Dehnkörperversuche vorgesehen ist, eingebaut. In Versuchsaufbau 3 wurde der Probekörper hingegen auf eine Heizplatte mittels Schraubzwingen gespannt.



Abbildung 35: Versuchsaufbau 3: Auf Heizplatte eingespannter Probekörper

Dadurch ergeben sich zwei grundsätzlich unterschiedliche Herangehensweisen. In dem einen Fall wird bei den frei hängenden Probekörpern, die einseitig aufgeheizt werden mittels Photogrammetrie gemessen, ob sich durch die freie Verformbarkeit und das daraus resultierende Biegemoment auf der beheizten Seite durch die einseitig verstärkte Ausdehnung Risse bilden. In dem anderen Fall wird die Verformung durch die Einspannung größtenteils verhindert und es wird auf der kühlen Seite mithilfe Photogrammetrie gemessen, ob sich Risse aus den resultierenden Zwangsspannungen bilden.

Wird die unterseitige Ausdehnung auf der Heizplatte verhindert, so entstehen auf der geheizten Unterseite Druckspannungen im Beton, während auf der gekühlten Betonseite durch das verhinderte Zusammenziehen Zugspannungen die Folge sind. Versuchsaufbau 3 spiegelt somit eher den realistischen Fall wieder, dass sich eine Betonfahrbahndecke mit einer Carbonbetonschicht im Verbund aufheizt und ein starker Gewitterregen die Fahrbahndecke von oben – und somit die Carbonbetonschicht zuerst – abkühlt. Allerdings wird dann über die ca. 5 cm dicke Carbonbetonschicht ein Temperaturgradient vorausgesetzt, der ein Aufreißen dieser dünnen Schicht bewirkt. Dieser Fall wird mit den oben genannten Versuchsmethoden experimentell überprüft und zusätzlich mithilfe des in Abschnitt 2.1.10 beschriebenen numerischen Modells nähergehend untersucht.

Insgesamt wurden zehn Probekörper frei hängend einer einseitigen Temperaturbeanspruchung ausgesetzt, wovon sechs Probekörper zuvor in der Kühltruhe auf bis zu -18 °C heruntergekühlt wurden und vier Probekörper mithilfe von Kühlkompressen eine einseitige Kühlung erfuhren. Weitere sechs Probekörper wurden auf die Heizplatte gespannt, wovon wiederum drei Probekörper zuvor in der Kühltruhe lagen und drei mittels Kühlkompressen manuell gekühlt wurden. Aus den messtechnisch aufgezeichneten Temperaturkurven, werden repräsentative Kurvenverläufe ausgewählt und in Abbildung 36 und Abbildung 37 dargestellt.

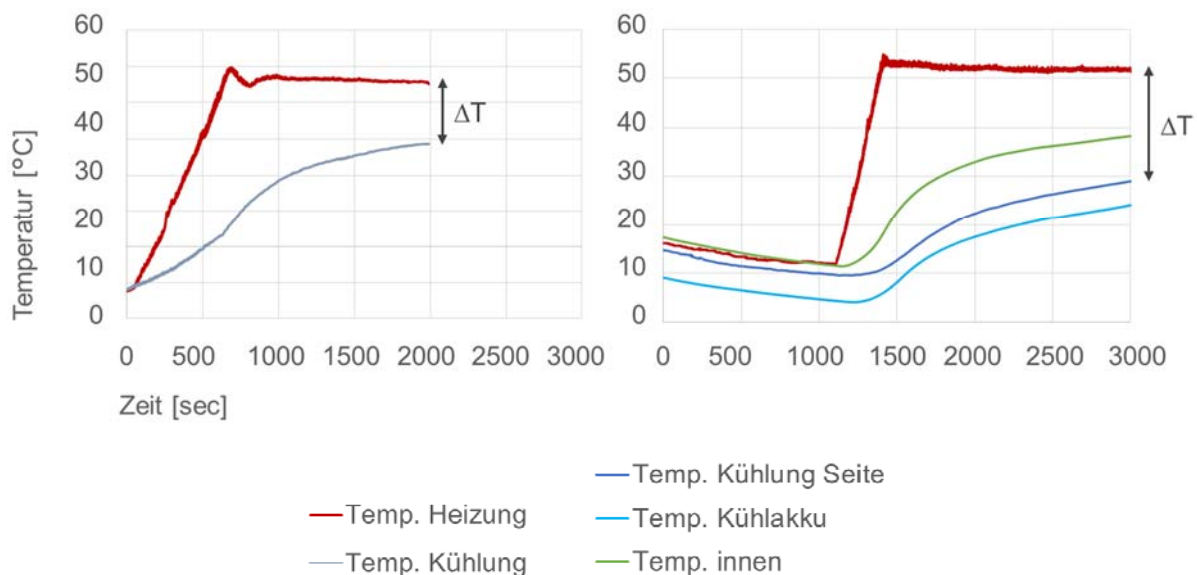


Abbildung 36: Temperaturdelta in Versuchen aus Versuchsaufbau 1 und 2

Zunächst wurden in dem Versuchsaufbau 1 ausschließlich die Temperatur der gekühlten Betonseite sowie die der geheizten Seite mittels Infrarot-Temperaturmessung aufgenommen. Bei Versuchsaufbau 2 konnte die Infrarotmessung nur auf der geheizten Seite erfolgen. Die mit der Kühlkompressen gekühlten Seite wurde mit zwei Temperaturmessfühlern versehen. Ein Temperaturfühler wurde mittig unter der Kompressen und einer am Rand auf der Betonober-

fläche angebracht, um eine reine Messung der Kühlkompressentemperatur auszuschließen. Des Weiteren wurde nachträglich auf der schmalen Seite des Probekörpers mittig ein kleines Loch gebohrt, so dass auch ein innenliegender Temperaturfühler eingeklebt werden konnte. Bei Versuchsaufbau 3 wurden hingegen Temperaturfühler auf der Heizplatte und zwischen Betonunterseite und Heizplatte angeordnet und ebenfalls ein innenliegender Temperaturfühler vorgesehen. Die Messung der Temperatur auf der kühlen Oberseite erfolgte wiederum über eine optische Messmethode.

Die variierenden Messtechniken führen zu einem unterschiedlichen Verlauf Temperaturkurven. Durch die Infrarotmessung erfolgt ein schneller Anstieg auf die eingestellte Maximaltemperatur, während sich die mit den Fühlern gemessenen Temperaturen der Maximaltemperatur asymptotisch annähern, siehe Abbildung 36. Die Heizplatte heizt hingegen in kleineren Intervallen auf die eingestellte Temperatur, so dass sich der in Abbildung 37 rot und gelb dargestellte treppenförmig ansteigende Temperaturverlauf ergibt.

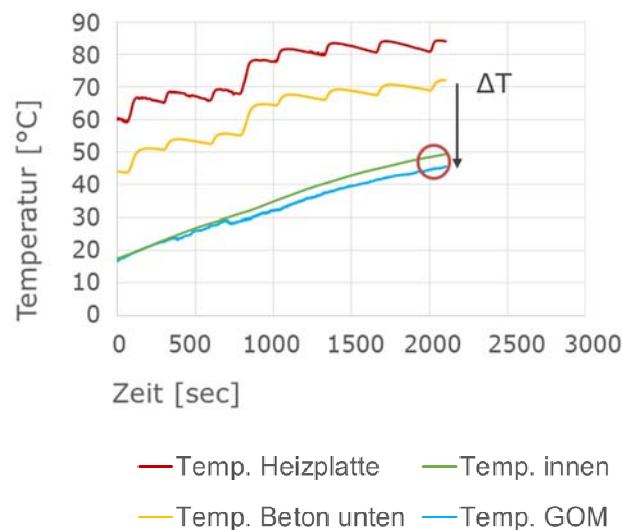


Abbildung 37: Temperaturdelta in Versuchen aus Versuchsaufbau 3

Insgesamt kann mit jedem Versuchsaufbau ein Temperaturdelta erzeugt werden. Jedoch kann der Verlauf im Inneren des Betonquerschnitts nicht ausreichend genau aufgenommen werden. Ohne zusätzliche Abschirmung der Probekörperoberflächen kann zudem ein Wärmefluss um den Probekörper herum nicht verhindert werden, so dass besonders die Proben aus der Kühltruhe im Inneren eine niedrigere Temperatur aufwiesen als an den Außenflächen. Der rote Kreis in Abbildung 37 verdeutlicht, welchen Unterschied eine nachträglich angebrachte Abschirmung zwischen der Temperatur an der kühlen Betonseite und dem Betoninneren bewirkt. Mit Versuchsaufbau 2 lässt sich ein realistischerer Temperaturverlauf generieren, jedoch ist die Abbildung der real vorhandenen Situation am ehesten durch Versuchsaufbau 3 gegeben.

Bei nahezu allen Probekörpern wurden keine Risse beobachtet. Lediglich ein Probekörper wies einen Riss mit einer Rissbreite von 0,05 mm auf. Bei allen anderen Probekörpern zeigten die Messungen mittels Photogrammetrie teilweise höhere Dehnungen auf der entsprechenden Betonseite, überschritten jedoch nicht die Grenzdehnung. Die aus der aufgetragenen Temperatur resultierende Querschnittswölbung bzw. Durchbiegung wurde ebenfalls mittels Photogrammetrie aufgezeichnet. In Abbildung 38 und Abbildung 39 sind beispielhaft gemessene Verschiebungen bei freier Verformbarkeit im Vergleich zu Verschiebungen bei erzeugter Einspannung dargestellt.

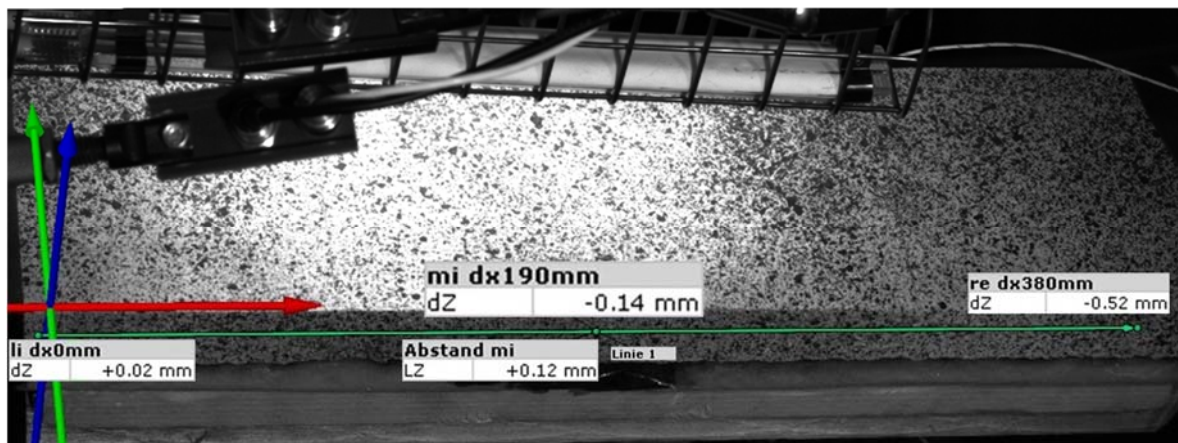


Abbildung 38: Messung der Durchbiegung mit Photogrammetrie bei freier Verformbarkeit

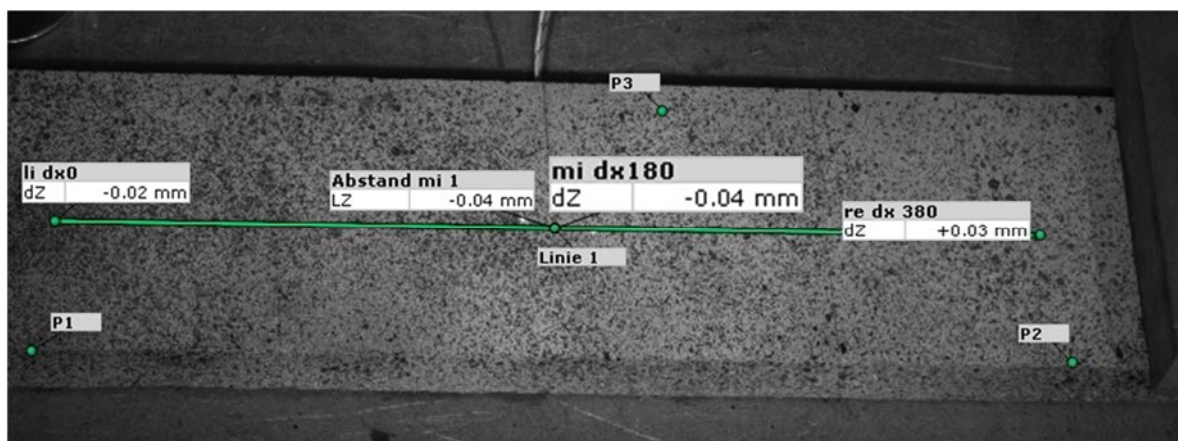


Abbildung 39: Messung der Durchbiegung mit Photogrammetrie bei Verformungsbehinderung

Die gemessenen Durchbiegungen sind bei einer freien Verformbarkeit sehr gering und bei einer Verformungsbehinderung vernachlässigbar klein. Da ein die unterschiedlichen Versuchsaufbauten mehrere Unsicherheiten bei der Abbildung des realen Beanspruchungszustandes aufweisen, erfolgt zusätzlich eine numerische Lastfalluntersuchung. Die Ergebnisse der rechnerischen Betrachtung sind im folgenden Abschnitt zusammengefasst.

2.1.10 Numerische Lastfalluntersuchung

Für die numerische Lastfalluntersuchung wurde ein Finite-Elemente-Modell erstellt, in dem der Straßenkörper vereinfacht als Stabwerk in Längsrichtung abgebildet wurde. Der alte Unterbau der Betonfahrbahn und die neue Carbonbetonschicht wurden als Längsstäbe mit einer entsprechend ihrer Schichtdicken gewählten Steifigkeit modelliert. Der Abstand der Längsstäbe ergibt sich aus dem Schwerachsenabstand. Über Koppelstäbe wurde feldweise eine Verbindung zwischen dem unteren Längsstab (Altbeton) und dem direkt beanspruchten oberen Längsstab (Carbonbeton) zwischen den Fugen erzeugt. Im Modell wurde die Verbindung in die folgenden drei Bereiche unterteilt:

- Verbundtrennung im 60 cm breiten Fugenbereich (30 cm vor bis 30 cm hinter Fuge):
keine Kopplung der Schichten
- Rand der Verbundtrennung:
Verbindung der Schichten über Balkenstäbe (in Realität vorhandene Vertikaldübel)
- Weitere Bereiche ohne Verbundtrennung, direkt aufliegende Carbonbetonschicht:
Verbindung der Schichten über Starrstäbe zur Vertikalkraftübertragung

In Abbildung 40 sind zwei Felder des beschriebenen Systems, welche einen Fugenbereich eingrenzen, zu sehen. Der Abstand zwischen den Fugen im Altbeton beträgt 5 m.

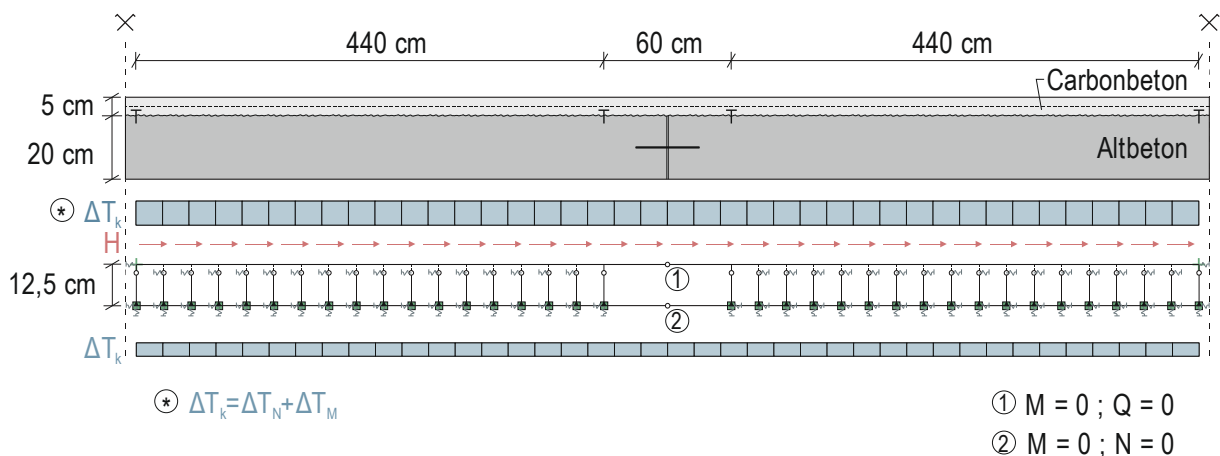


Abbildung 40: Modellidealisierung des neuen Fahrbahndeckenaufbaus durch Stabwerk

Die Balkenstäbe weisen im Modell die Steifigkeit der in Realität verwendeten Verbunddübel auf. Diese besitzen einen Durchmesser von 6 mm und sind auf die Plattenbreite gesehen alle 5 cm angeordnet. Da das Modell einen 1 m breiten Plattenstreifen abbildet, wurde die Steifigkeit aller auf einem Meter Breite befindlichen Dübel für die Eingabe in das Modell aufsummiert. Auf Höhe der Fuge zwischen Altbeton und Carbonbeton wurde ein Momentengelenk angeordnet, um eine in Realität mögliche Aufwölbung zwischen den Dübeln zu ermöglichen.

In dem Bereich der Altbetonfuge, in dem eine Verbundtrennung vorliegt, wurden keine Kopplungsstäbe angeordnet. Stattdessen ist der Obergurt im Bereich der Fuge durch ein Momenten- und Querkraftgelenk und der Untergurt in der Fuge durch ein Momenten- und Normalkraftgelenk geteilt. Die Normalkräfte, die in der Altbetonschicht auftreten, können zu geringen Anteilen über die eingebrachten Anker übertragen werden, die ein Abwandern der Platten untereinander verhindern sollen. In dem FE-Modell wird diese Kraftübertragung über die Fuge durch das Normalkraftgelenk ausgeschlossen. Im Obergurt hingegen können durch die durchgehende Carbonbetonschicht Normalkräfte abgetragen werden, weshalb diese im Bereich der Verbundtrennung sehr groß werden können. Querkräfte werden hingegen aufgrund der geringen Schichtdicke der Altbetonschicht zugeordnet.

Der Lastabtrag der Kräfte vom Altbeton in tragenden Untergrund erfolgt über Knotenlager, die direkt unterhalb der Kopplungsstäbe angeordnet sind. Die elastische Bettung wurde über vertikale und horizontale Federsteifigkeiten abgebildet. Dafür wurde ein minimaler und maximaler Grenzwert nach [w] kalkuliert, woraus eine minimale vertikale Federsteifigkeit von 75.000 kN/m² und eine maximale von 150.000 kN/m² resultierten. Die horizontale Federsteifigkeit wurde mit 30 % der vertikalen Steifigkeit angenommen. Zur Eingabe in das FE-Programm wurden die ermittelten Steifigkeiten in Federkonstanten umgerechnet.

In den restlichen Feldbereichen, in denen die Vertikalkraftübertragung über Starrstäbe erfolgt, wurde die Reibung zwischen der Altbeton- und Carbonbetonschicht über eine Längsfeder berücksichtigt. Diese ist auf Höhe der Fuge zwischen den Schichten am Momentengelenk situiert. Als Längssteifigkeit der Feder wurde der Reibbeiwert zwischen zwei Betonschichten angesetzt. Die Steifigkeit der Reibverbindung hängt jedoch maßgebend von der vertikal wirkenden Kraft ab. Daher wurden für die Annahme der Vertikalkraft die folgenden zwei Fälle betrachtet.

- Eigengewicht der Carbonbetonschicht und direkte Radlast
(hohe Federkonstante)
- Eigengewicht der Carbonbetonschicht ohne zusätzliche Radlast
(niedrige Federkonstante)

Die beiden definierten Fälle ermöglichen eine differenzierte Betrachtung der Einwirkungen „Bremsen und Anfahren“ und „Temperatur“. Die Temperatureinwirkung wurde dabei in zwei Lastfälle eingeteilt, so dass eine konstante Abkühlung sowie Erwärmung der Betonschichten sowie ein Temperaturgradient in den einzelnen Schichten berücksichtigt werden konnte.

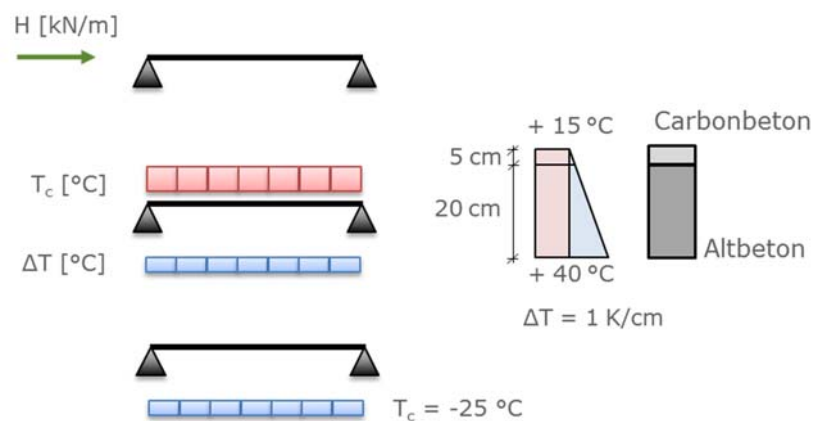
In Tabelle 13 sind die im FE-Modell betrachteten Lastfälle und -kombinationen aufgeführt. Dabei steht der Index „Alt“ für Altbeton und „Neu“ für Carbonbeton.

Tabelle 13: Lastfällen und -kombinationen mit entsprechenden Lastannahmen

Nummer	Lastfall (LF) / -kombination (LK)	Lastannahme
LF 1	Bremsen und Anfahren	$H = -88.71 \text{ kN/m}$
LF 2	Temperatur Abkühlen konstant	$\Delta T_{N,Alt} = -20 \text{ K}; \Delta T_{N,Neu} = -20 \text{ K}$
LF 3	Temperatur Erwärmen konstant	$\Delta T_{N,Alt} = 15 \text{ K}; \Delta T_{N,Neu} = 15 \text{ K}$
LF 4	Temperatur Gradient um „0“	$\Delta T_{N,Neu} = -10 \text{ K}; \Delta T_{M,Neu} = -5 \text{ K}$ $\Delta T_{N,Alt} = 2,5 \text{ K}; \Delta T_{M,Alt} = -20 \text{ K}$
LF 5	Temperatur Gradient um Bauteiltemperatur	$\Delta T_{N,Neu} = 2,5 \text{ K}; \Delta T_{M,Neu} = -5 \text{ K}$ $\Delta T_{N,Alt} = 15 \text{ K}; \Delta T_{M,Alt} = -20 \text{ K}$
LF 6	Temperatur Gewitterregen	$\Delta T_{N,Neu} = 14 \text{ K}; \Delta T_{M,Neu} = -43 \text{ K}$ $\Delta T_{N,Alt} = 29,3 \text{ K}; \Delta T_{M,Alt} = 12,5 \text{ K}$
LK 1	Temperatur gesamt	$1,0 \cdot \text{LF 3} + 0,75 \cdot \text{LF 4}$ $\triangleq \Delta T_k = 1,0 \cdot \Delta T_N + 0,75 \cdot \Delta T_M$

Für die Temperaturlastfälle wird jeweils ein konstanter Temperaturanteil ΔT_N und ein linearer Temperaturanteil ΔT_M berücksichtigt. In dem gewählten FE-Programm werden die Anteile über eine konstante Schwerpunktstemperatur T_c und eine veränderliche Temperatur ΔT berücksichtigt. Wird T_c als positiv definiert, bedeutet das eine Erwärmung entlang der Mittellinie, während ein positives ΔT darauf hinweist, dass die Oberseite wärmer als die Unterseite ist.

In Abbildung 41 sind die Lastfälle an einem Einfeldträger dargestellt, der die Beanspruchung der Carbonbetonschicht im Bereich der Verbundtrennung symbolisieren soll. Der oberste Fall zeigt den Lastfall 1 „Bremsen und Anfahren“ und die darunter aufgeführten Skizzen fassen die Temperaturlastfälle mit den zwei Fällen „Temperatur Gradient“ sowie „Abkühlen“ zusammen.

**Abbildung 41: Lastfälle symbolisch am Einfeldträger**

Zur Ermittlung der Schnittgrößen musste das in Abbildung 40 dargestellte System in seiner Länge vervielfacht werden, um die Einflüsse aus der Auflagerung am Rand des Modells möglichst gering zu halten und damit eine Verlaufsglättung erzielen zu können. Die Randauflagerung sollte die Steifigkeiten des anschließenden Feldes und damit die in Realität auftretenden Zwangskräfte berücksichtigen. Da die Gesamtsteifigkeit des Systems schwer ermittelbar ist und ingenieurstechnisch nur abgeschätzt werden kann, wurden die 5 m langen Felder zwischen den Fugen 12-fach kopiert und an das System angereiht. Die Schnittgrößen konnten so in den mittleren Bereichen ausgelesen werden, in denen der Einfluss der Randauflagerung als gering eingeschätzt wurde. Während die Normalkräfte über der Altbetonfuge ihr Maximum aufweisen, zeigen sich Spitzen im Biegemomentenverlauf im Randbereich der Verbundtrennung, in dem die Verbunddübel für eine Übertragung der Lasten sorgen. Da die Normalkräfte für die Bemessung maßgebend werden und nur ein geringer Anteil aus Biegung eine Rolle spielt, werden diese in Tabelle 13 für die jeweiligen Lastfälle zusammengefasst.

Tabelle 14: Normalkräfte aus verschiedenen Lastfällen und -kombinationen

	Lastfälle	Maximale Normalkraft [kN]	Umrechnung in Spannung [N/mm ²]	Minimale Normalkraft [kN]	Umrechnung in Spannung [N/mm ²]
Oberer Grenzwert 150.000 kN/m ²	LF1: Bremsen u. Anfahren	51,14	1,02	-51,14	-1,02
	LF2: Temp. Abkühlen	629,31	12,59	0,00	0,00
	LF 3: Temp. Erwärmung	0,00	0,00	-471,98	-9,44
	LF 4: Temp. Gradient „0“	189,60	3,79	0,00	0,00
	LF 5: Temp. Gradient	107,21	2,14	-242,60	-4,85
	LF 6: Temp. Gewitter	45,19	0,90	-707,69	-14,15
	LK 1: Temp. Bemessung	43,42	0,87	-358,37	-7,17

Die maximalen Werte sind dunkelgrau hinterlegt. Weitere kritische Werte wurden in einem etwas helleren Ton markiert. Die maximale Zugnormalkraft wird bei dem Lastfall 2 „Abkühlen“ erreicht. Die Verbundtrennung im Bereich der Fuge und das Normalkraftgelenk im Untergurt bewirken in dem Bereich einen hohen Normalkrafteintrag in die Carbonbetonschicht. Je mehr Felder aneinandergereiht werden, desto höher wird die Zugnormalkraft im Mittelbereich des Systems. Die Veränderungen werden jedoch mit steigender Feldanzahl immer geringer.

Ein konstantes Abkühlen beider Betonschichten um 20 K würde daher entsprechend des numerischen Modells zum Aufreißen des Betons - mit den in Abschnitt 2.1.2, Tabelle 3 aufgeführten Kennwerten - führen, während ein Temperaturgradient eine weniger drastische Auswirkung auf die Zugspannung in der Carbonbetonschicht haben würde. Dies liegt jedoch daran, dass bei den Lastfällen mit veränderlicher Temperatur zunächst eine konstante Erwärmung vorausgesetzt wurde, welche die Carbonbetonschicht überdrückt, so dass Zugspannungen infolge der Abkühlung von oben mit den durch die Grunderwärmung erzeugten Druckspannungen überlagert werden. Es muss also beachtet werden, bei welcher Temperatur der Beton eingebaut wird. Dies sollte möglichst bei Temperaturen über 15 °C erfolgen. Auch das Schwinden des Betons würde sich unter Druckbeanspruchung positiv auswirken.

Zu hohe Druckspannungen im Carbonbeton wirken sich jedoch auch problematisch auf die Stabilität des Verbundsystems aus Altbeton und Carbonbetonschicht aus. Die hohen Druckspannungen im Bereich der Verbundfuge können zu sogenannten „Blow Ups“ führen. Dieser Effekt sollte vor einer Erprobung der Instandsetzung in-situ experimentell untersucht werden, wofür aufwändige Versuchsstände kreiert werden müssten. Diese Untersuchungen sollten daher in einem Folgeprojekt anvisiert werden.

Da es sich bei dem Stabwerkmodell um eine Idealisierung des realen Systems handelt, wurden die ermittelten Schnittkräfte (Normalkräfte und Biegemomente) mithilfe eines Querschnittsprogramms (INCA2) auf einen 5 cm dicken, reinen Carbonbetonquerschnitt aufgetragen und die daraus resultierenden Spannungen überprüft. Bei einer mittig angeordneten Lage Carbonbewehrung können die Spannungen nicht aufgenommen werden. Sowohl im Textil als auch im Beton werden die zugelassenen Grenzdehnungen überschritten. Aufgrund des geringen Hebelarms versagt der Beton zudem am Querschnittsrand auf Druck. Mit zwei Lagen Carbonbewehrung, die in einem ausreichenden Abstand zueinander oberflächennah angeordnet werden, können die maximalen Beanspruchungen jedoch aufgenommen werden.

2.1.11 Entwicklung eines analytischen Modells

2.1.11.1 Vorgehensweise

Im Rahmen der Arbeitspakete der TUD stand die Entwicklung eines analytischen Berechnungs- bzw. Bemessungsmodells zur Vorhersage von mittleren Rissbreiten und -abständen in der auf die Fahrbahndecken aufgetragenen Carbonbetonschicht im Vordergrund. Die Eignung des Modells wurde an Systemprüfkörpern (Dehnkörpern, SPO-Proben, vgl. Abschnitt 2.1.7) mit dem seitens der RUB entwickelten Fahrbahndeckenbeton (Abschnitt 2.1.2) nachgewiesen.

Auf Basis der experimentell bestimmten Kraft-Rissöffnungs-Beziehung wird die zugehörige Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung als textilspezifischer Verbundkennwert der jeweiligen Faser-Matrix-Kombination rechnerisch ermittelt. Anschließend können aus den ermittelten Werten die benötigten Verankerungslängen und die minimalen Rissabstände berechnet werden. Die berechneten Werte werden mit den in den Dehnkörperversuchen gemessenen Rissabständen und -breiten verglichen. In Abbildung 42 ist die Vorgehensweise bildlich beschrieben.

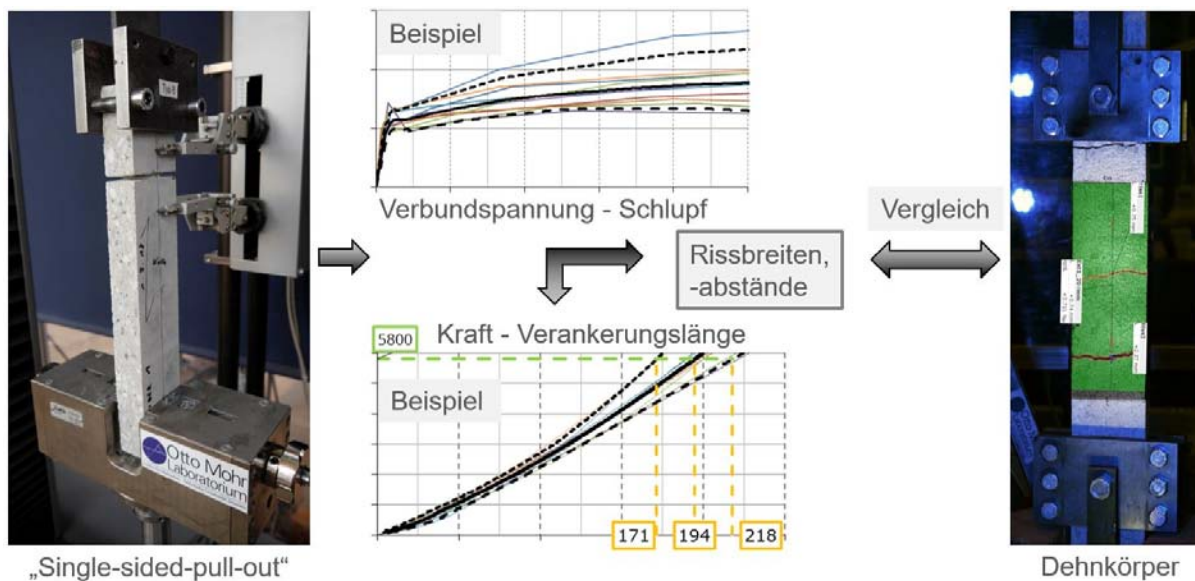


Abbildung 42: Versuche zur Validierung des analytischen Modells

Die aus den SPO-Versuchen ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung wird zur Berechnung der Rissabstände und -breiten als Mittelwertkurve in das entwickelte EDV-Berechnungstool eingelesen.

Mithilfe der in den Dehnkörperversuchen vorhandenen Querschnittsgeometrien und der ermittelten minimalen und maximalen Rissspannungen können die Rissabstände und -breiten nach den von LORENZ [k] entwickelten Gleichungen berechnet werden. Der genaue Rechenablauf ist im Anhang 2.1.13 mithilfe von Fließdiagrammen dargestellt. In Abbildung 60

und Abbildung 61 wird die Ermittlung der Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (VBS) nähergehend erläutert. Dabei wird zwischen der kurzen oberen und der langen unteren Einbindelänge unterschieden. Das verwendete Berechnungstool basiert auf Berechnungen für kurze Einbindelängen (< 25 mm). Die Berechnung der erforderlichen Verankerungslänge wird in Abbildung 62 und die iterative Vorgehensweise zur Ermittlung der minimalen Rissabstände in Abbildung 63 ebenfalls über jeweils ein Fließdiagramm beschrieben.

Basierend auf den Arbeiten von Lorenz [k], [l] wurde ein EDV-Berechnungstool weiterentwickelt, mit dessen Hilfe die Auswertung von Auszugkörpern erleichtert wird. Zusätzlich wurde die Funktionsfähigkeit auf die Berechnung von Verankerungslängen, Rissabständen und -breiten erweitert. Als Eingangsgröße für die Berechnung dient eine multilineare Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung (VSB). Diese wird aus der im einseitigen Textilauszugversuch bestimmten Kraft-Rissöffnungs-Beziehung (KRB) ermittelt. Der Versuchsaufbau der sogenannten „Single-Pullout“-Versuche (SPO) wurde bereits in Abschnitt 2.1.8.2 beschrieben und erfolgt nach den Empfehlungen in [k]. Das Ergebnisprotokoll der Auszugsversuche ist beispielhaft in 2.1.13, Tabelle 15 bis Tabelle 16 dargestellt.

Bei der Ermittlung der VBS aus der KRB ist es wichtig, auf den Unterschied zwischen dem einseitigen Schlupf der kurzen oberen Einbindelänge und der Rissöffnung zu verweisen. Die Rissöffnung besteht aus dem Schlupf der kurzen oberen Einbindelänge $s_{ge,o}$, dem Schlupf der langen unteren Einbindelänge $s_{ge,u}$ sowie dem Anteil aus der Garndehnung Δl_ϵ im Riss. Für die Charakterisierung der VBS wird lediglich der Anteil $s_{ge,o}$ verwendet. Dieser Unterschied erfordert eine genaue Beschreibung und Berechnung der Verbundspannungsverteilung wie sie exemplarisch in Abbildung 43 dargestellt ist. Der zugehörige Formelapparat wurde in dem entwickelten Berechnungstool mithilfe eines EDV-Programms verwendet und wird durch die Ablaufschemata, die in Abbildung 62 und Abbildung 63 im Anhang 2.1.13 dargestellt sind, zusammengefasst. Um eine breite Anwendbarkeit zu gewährleisten, wurde als EDV-Programm Microsoft EXCEL gewählt.

Als Eingangsgrößen für die Berechnung werden manuell Werte für die Verbundspannung τ bzw. den Schlupf s gewählt. Als gute Näherung wird eine multilineare Kurve bestehend aus sechs Abschnitten definiert. Die Bezeichnung der benötigten Werte ist in Abbildung 44 dargestellt. Die Verbundspannungs-Schlupf-Werte müssen so gewählt werden, dass die entstehende Verbundspannungs-Rissöffnungs-Kurve deckungsgleich mit den im Versuch ermittelten Messwerten ist (Abbildung 47 und Abbildung 48).

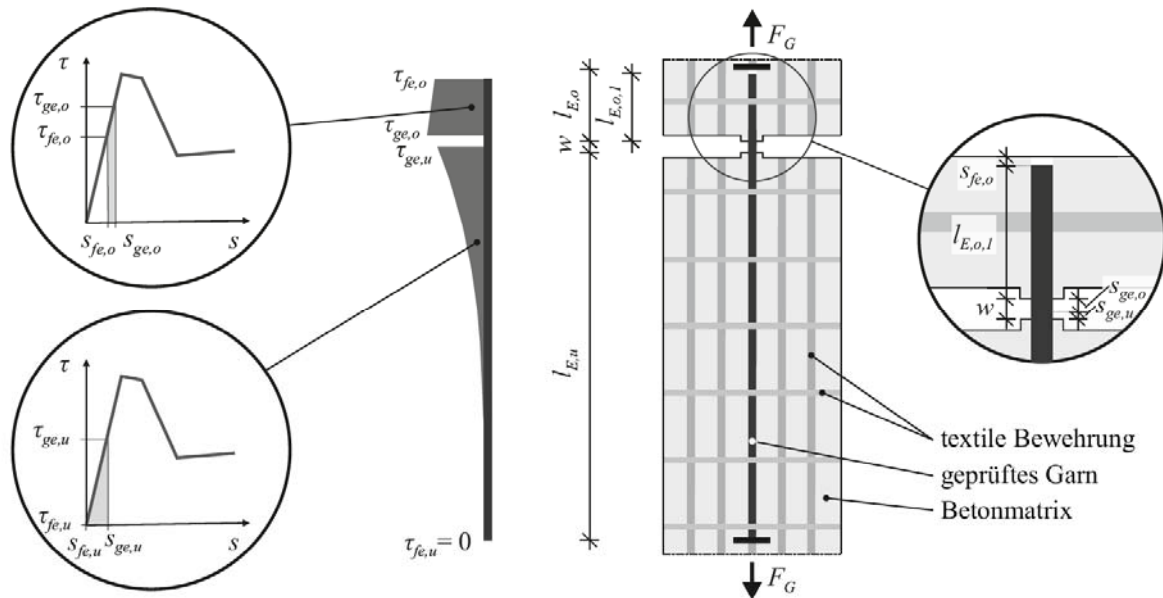
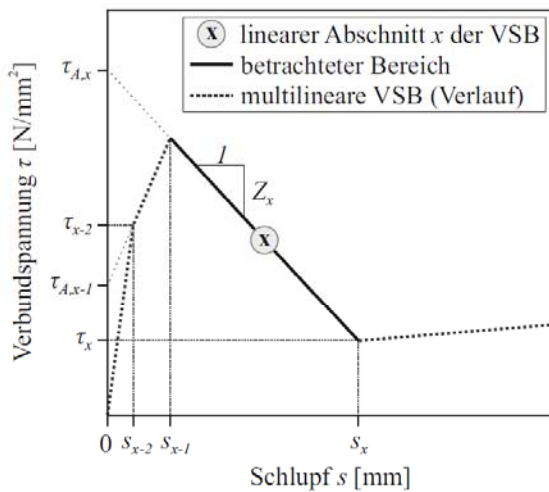
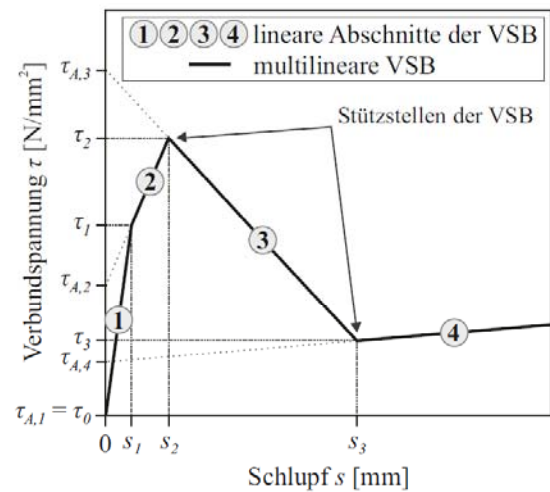


Abbildung 43: Exemplarische Verteilung der Verbundspannungen im Textilauszugversuch aus [k]



(b) prinzipielle Bezeichnung der einzelnen Abschnitte der multilinearen VSB



(a) exemplarische Darstellung am Beispiel einer 4-fach linearisierten VSB

Abbildung 44: Bezeichnung an einer beispielhaften VSB aus [k]

Anhand der gewählten Verbundspannungs- und Schlupf-Werte können nun die Anteile $s_{ge,o}$, $s_{ge,u}$ sowie Δl_ϵ der Rissöffnung (siehe Abbildung 45 Abbildung 46) entsprechend Schritt 1, 2 und 3 im Anhang 2.1.13 berechnet werden.

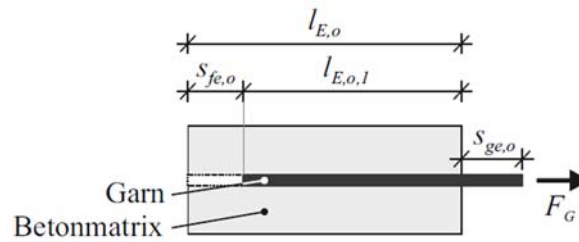


Abbildung 45: Verringerung der oberen Verankerungslänge $l_{E,o,1}$ während des Garnauszuges aus [k]

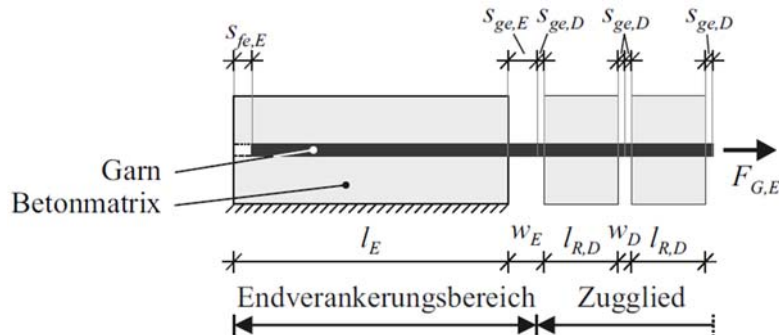


Abbildung 46: Exemplarische Darstellung des maßgebenden ersten Risses vor dem Beginn des Endverankerungsbereiches aus [k]

Zusätzlich wird die Maschinenkraft F_G in eine verschmierte Verbundspannung τ_{SPO} umgerechnet, indem sie durch die kurze obere Einbindelänge $l_{E,o}$ sowie den Garnumfang u_G dividiert wird.

$$\tau_{SPO} = \frac{\text{Maschinenkraft}}{\text{Mantelfläche}} = \frac{F_G}{l_{E,o} \cdot u_G}$$

Dabei wird die Verbundspannung vereinfacht über die kurze obere Einbindelänge als konstant angenommen und nicht, wie in Abbildung 43 ersichtlich, als veränderlich. Um den Fehler der Annahme klein zu halten, ist die obere Einbindelänge nach Lorenz [k] ≤ 35 mm kurz zu halten. Anschließend erfolgt die Gegenüberstellung der Messwerte mit den aus den Formeln berechneten Werten in einer Verbundspannungs-Rissöffnungs-Beziehung.

In Abbildung 47 und Abbildung 48 wird der vom Benutzer manuell in dem EDV-Berechnungstool angepasste Verlauf der Verbundspannungs-Rissöffnungs-Beziehung (VSRB) abgebildet. Die rot dargestellte, multilineare Anpassungskurve wird aus sechs vom Benutzer festgelegten Abschnitten definiert und bildet die in Versuchen gemessene Kurve hinreichend genau ab.

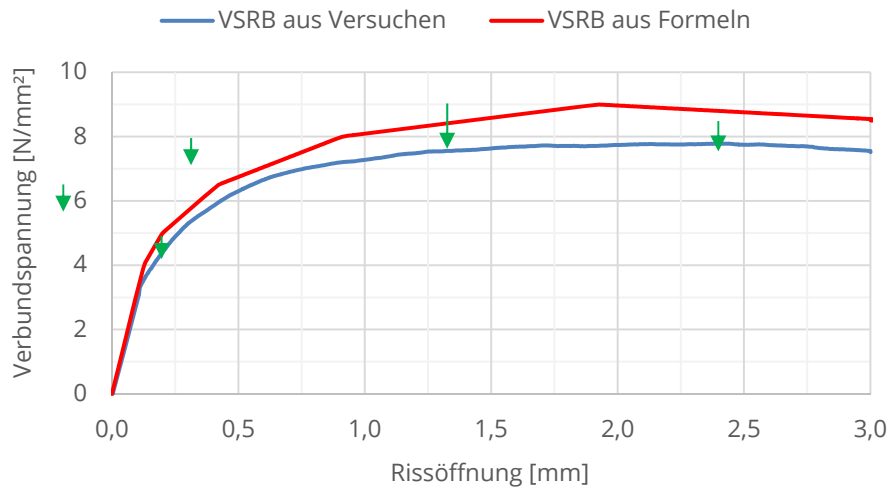


Abbildung 47: Beispiel einer Verbundspannungs-Rissöffnungs-Beziehung aus SPO (blau) und der selbst wählbaren Anpassungskurve (rot) – nicht angepasst

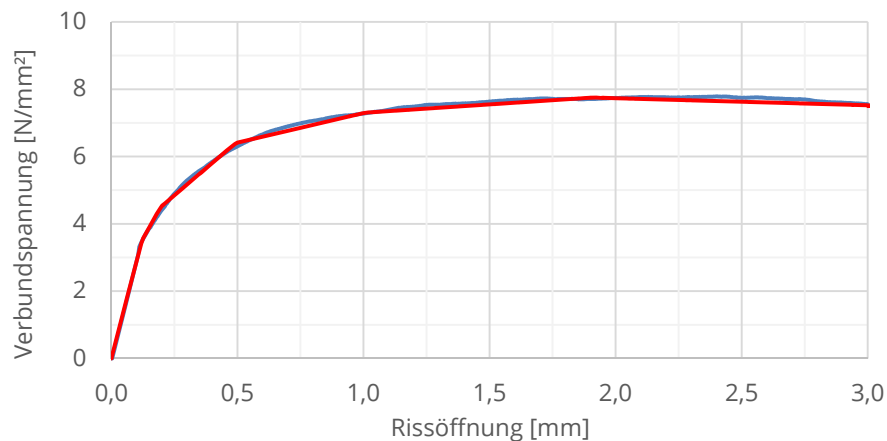


Abbildung 48: Beispiel einer Verbundspannungs-Rissöffnungs-Beziehung aus SPO (blau) und der selbst wählbaren Anpassungskurve (rot) – angepasst

Die manuell eingestellte VSRB lässt sich mathematisch beschreiben und kann somit für die Berechnung der Rissabstände und -breiten herangezogen werden. Während sich die Rissabstände nach abgeschlossenem Rissbild nicht mehr verändern, vergrößern sich die Rissweiten bis zum Versagen des Verbundprobekörpers. Die Rissbreiten können daher für eine bestimmte Kraft im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) sowie im Grenzzustand der Tragfähigkeit ermittelt werden.

Die Ergebnisse der rechnerisch ermittelten Rissabstände und -breiten werden im folgenden Abschnitt im Vergleich zu den im Dehnkörperversuch gemessenen Werten dargestellt.

2.1.11.2 Vergleich der Ergebnisse

Die in Abschnitt 2.1.11.1 beschriebene Vorgehensweise wird bei den gemäß Abschnitt 2.1.8.2 mit dem SITgrid® 040-Textil durchgeführten Auszugversuchen angewandt. Daraus ergeben sich die in Abschnitt 2.1.8.3, Tabelle 9 aufgeführten berechneten minimalen und maximalen Rissabstände sowie die zugehörige Verankerungslänge als Mittelwerte aus der Gesamtanzahl an Probekörpern. Um eine Vergleichbarkeit der Ergebnisse mit den Resultaten aus den Dehnkörperversuchen zu erzielen, wird die ermittelte KRB als Mittelwertkurve aus den einzelnen SPO-Versuchen in das entwickelte EDV-Berechnungstool eingelesen und die Rissabstände für die aus den jeweiligen Dehnkörperversuchen gemittelte Bruchkraft berechnet. Dabei werden die Geometrie der Dehnkörper sowie die Einbindelänge ebenfalls berücksichtigt. Wenn bei den SPO-Versuchen teilweise sogenannte Betonstege (ausgeprägter Erstanstieg der KRB bis zum Versagen des Betonsteges, Vergleich Bild 6 aus [q]) in der Versuchskurve zu sehen waren, wurden diese bereits bei der Auswertung jedes einzelnen Versuchs eliminiert, so dass in der korrigierten Mittelwertkurve aus allen Teilversuchen kein Betonsteg mehr berücksichtigt werden muss.

Die Ermittlung der Rissbreite erfolgt hingegen für eine vom Benutzer definierte Kraft, so dass Rissbreiten sowohl unter Bruchlast (GZT) als auch unter Gebrauchslast (GZG) bestimmt werden können. Dies wird bei der folgenden Auswertung berücksichtigt. Zusätzlich wird bei den berechneten Rissabständen und -breiten ein Streubereich beachtet, der sich aus der im Dehnkörperversuch ermittelten minimalen und maximalen Betonrisskraft ergibt. Aus der Risskraft, die im Versuch bei Auftreten der Risse aufgezeichnet wurde, wird eine Rissspannung ermittelt und diese als Betonzugfestigkeit im Berechnungstool eingegeben. Daraus ergeben sich für die minimalen und maximalen Rissabstände sowie für die mittlere Rissbreite die jeweiligen Grenzen der berechneten Bereiche.

In den folgenden Diagrammen (Abbildung 50 bis Abbildung 56), sind die Streubereiche über gelbe und orangefarbene Balken abgebildet. Die berechneten minimalen Rissabstände werden über den gelben und die maximalen über den orangenen Bereich dargestellt. Demgegenüber sind die einzelnen Mittelwerte der in den Dehnkörperversuchen gemessenen minimalen und maximalen Rissabstände bei den einlagig bewehrten Dehnkörpern als blaue und bei den zweilagig bewehrten Prüfkörpern als grüne Symbole im Diagramm aufgeführt. Die Legende für die Auswertungsdiagramme, in denen die Rissabstände dargestellt sind, wird separat in Abbildung 49 aufgeführt. Darunter zeigt Abbildung 50 die Rissabstände, die bei 20°C, -22°C und 80°C an einlagig bewehrten Dehnkörpern nach abgeschlossener Rissbildung gemessen wurden, im Vergleich zu den analytisch berechneten Rissabständen.



Abbildung 49: Legende der Auswertungsdiagramme für die Rissabstände

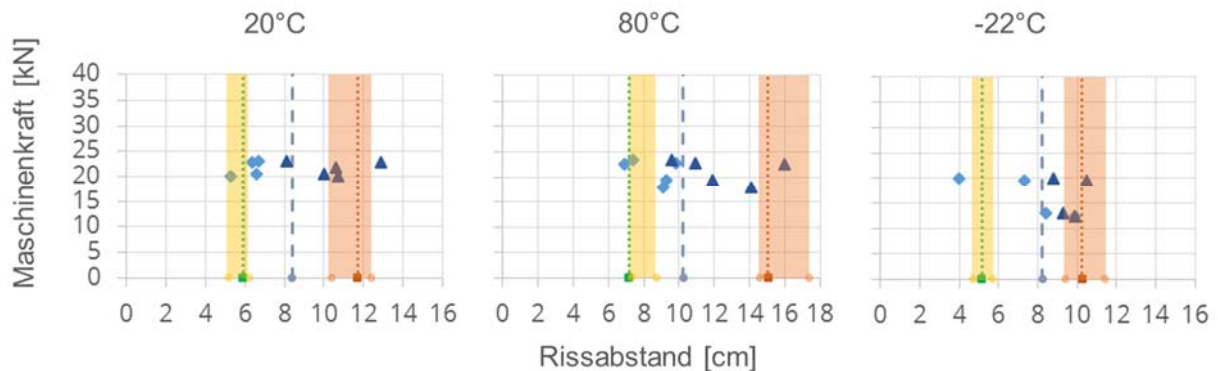


Abbildung 50: Rissabstände bei einlagig bewehrten Dehnkörpern im Vergleich zu berechnetem minimalen und maximalen Bereich

Bei den einlagig bewehrten Dehnkörpern ergibt sich bei einer Raumtemperatur von 20°C eine sehr gute Übereinstimmung der Berechnung mit der Messung aus den Versuchen. Bei den durch Frost belasteten Dehnkörpern orientieren sich die Messwerte an dem berechneten Maximalbereich, während sich die Werte der erhitzten Dehnkörper eher in Richtung des berechneten Minimalbereichs verschieben. Dies liegt jedoch an den deutlich größeren Streuungen im Vergleich zu den Versuchen bei 20°C. Generell liegen die im Versuch gemessenen Rissabstände mit Mittelwerten zwischen 6 und 12 cm in dem durch die Berechnung aufgespannten Bereich. Demgegenüber sind in Abbildung 51 die Rissabstände, die bei 20°C, -22°C und 80°C an zweilagig bewehrten Dehnkörpern gemessen wurden, im Vergleich zu den analytisch berechneten Rissabständen dargestellt.

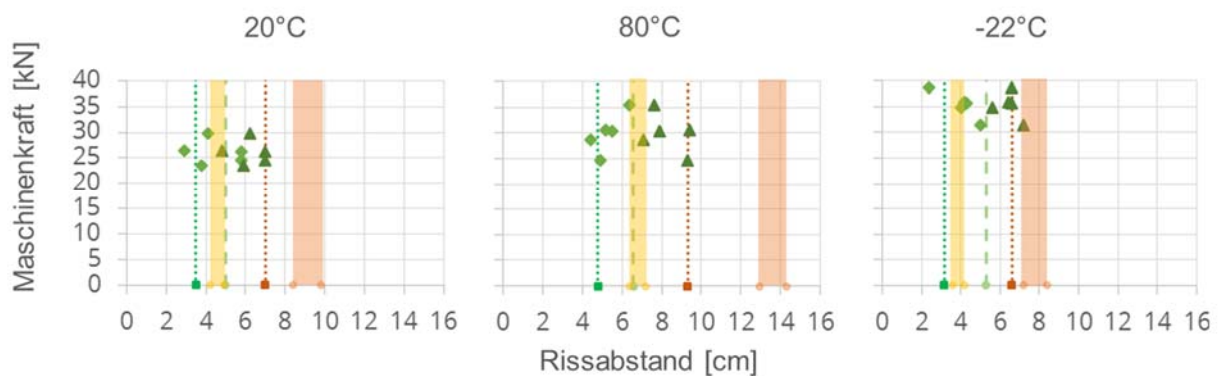


Abbildung 51: Rissabstände bei zweilagig bewehrten Dehnkörpern im Vergleich zu berechnetem minimalen und maximalen Bereich

Bei den zweilagig bewehrten Dehnkörpern sind die gemessenen Rissabstände generell etwas geringer als die berechneten Abstände. Am deutlichsten zeigt sich dies bei den Versuchen, die bei 80°C durchgeführt wurden. Es wird vermutet, dass hierbei die Lagegenauigkeit der Textilien bei zweilagiger Ausführung eine wesentliche Rolle spielt und die Qualität des Ergebnisses von der Genauigkeit der Herstellung abhängt.

Insgesamt wurden bei den zweilagig bewehrten Dehnkörpern kleinere Rissabstände zwischen 4 und 8 cm gemessen, was aus der je Garn geringer zur Verfügung stehenden Betonfläche resultiert. Dadurch wird die Betonrisskraft niedrig gehalten. Eine geringere Risskraft bedeutet gleichzeitig eine geringere Lasteinleitungslänge und damit geringere Rissabstände.

Analog zu den Rissabständen sind die Rissbreiten bei 20°C, -22°C und 80°C an einlagig und zweilagig bewehrten Dehnkörpern gemessen und mit den analytisch berechneten Rissbreiten verglichen worden. Hierbei wird, wie zu Beginn des Abschnitts beschrieben, zusätzlich zwischen den Rissbreiten unter Gebrauchslast (GZG) und kurz vor dem Bruch (GZT) unterschieden.

In Abbildung 52 ist die Legende für die folgenden Auswertungsdiagramme (Abbildung 53 bis Abbildung 56) zu den Rissbreiten dargestellt. Diese unterscheidet sich gegenüber der Legende zu den Rissabständen lediglich im orange dargestellten berechneten Bereich. Da die Rissbreiten generell nur annähernd als Mittelwert berechnet werden können, ergibt sich nur ein Streubereich für die Berechnung. Dieser wird wiederum mittels der in den Dehnkörperversuchen ermittelten minimalen und maximalen Risskraft aufgespannt.

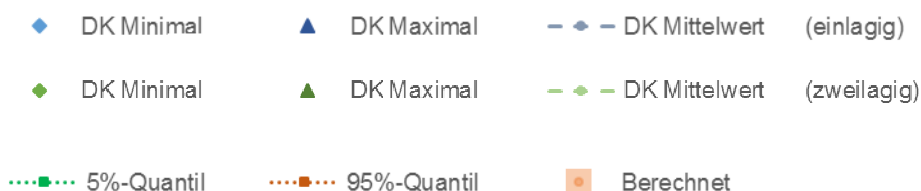


Abbildung 52: Legende der Auswertungsdiagramme für die Rissbreiten

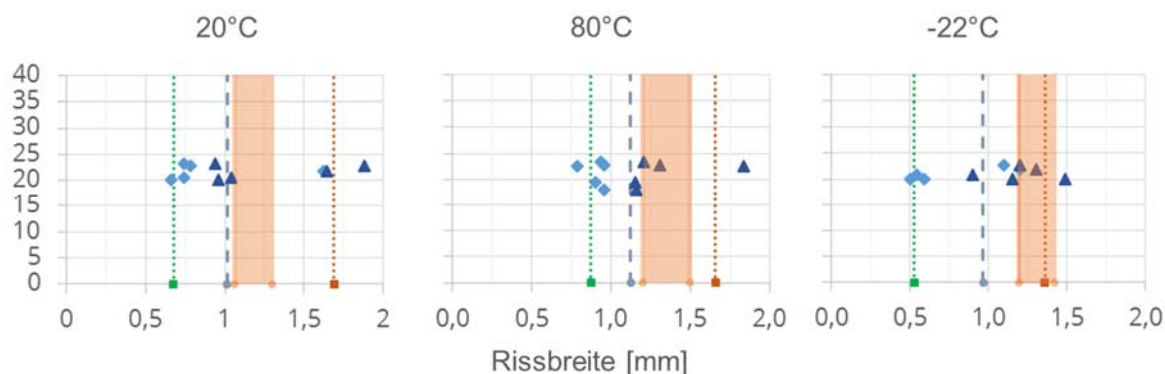


Abbildung 53: Rissbreiten unter Bruchlast bei einlagig bewehrten Dehnkörpern im Vergleich zu berechnetem minimalen und maximalen Bereich

Bei den einlagig bewehrten Dehnkörpern stimmt der berechnete Bereich bei 20°C und 80°C sehr gut mit den Mittelwerten aus den Dehnkörperversuchen überein. Lediglich bei -22°C wird nur ein kleiner Bereich durch die Rechnung abgedeckt. Da die Rissbreiten kurz vor dem Versagen mittels Photogrammetrie gemessen wurden, ergeben sich Werte zwischen 0,8 und 1,4 mm. Unter Gebrauchslast würden sich demnach geringere Rissbreiten einstellen.

In Abbildung 54 sind die Rissbreiten, die bei 20°C, -22°C und 80°C an zweilagig bewehrten Dehnkörpern kurz vor dem Versagen gemessen wurden, im Vergleich zu den analytisch berechneten Rissbreiten dargestellt.

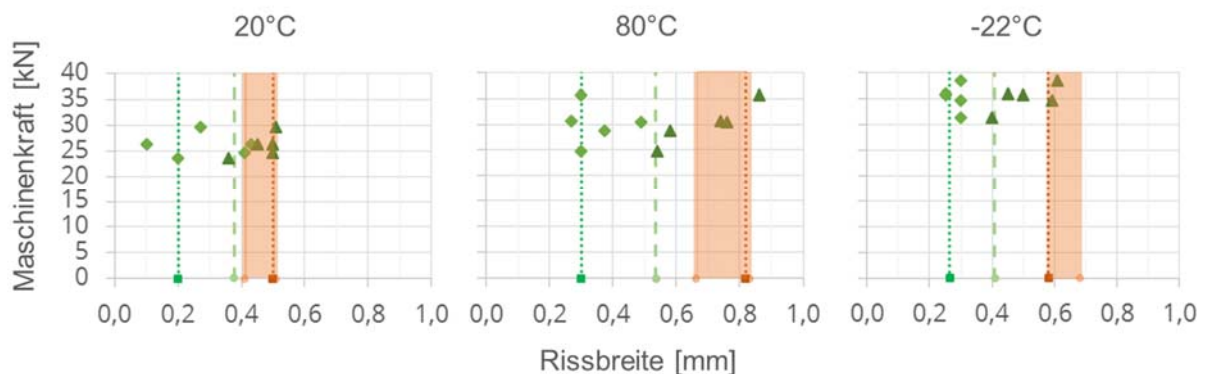


Abbildung 54: Rissbreiten unter „Abbruchlast“ bei zweiilagig bewehrten Dehnkörpern im Vergleich zu berechnetem minimalen und maximalen Bereich

Die Rissbreiten der zweiilagig bewehrten Dehnkörper sind wie die Rissabstände deutlich geringer und liegen zwischen 0,4 und 0,7 mm. Da das Abbruchkriterium jedoch das Rutschen der Lasteinleitung und nicht ein Bruch der Probekörper war, können die Werte zwar auf ihre Übereinstimmung mit der Berechnung verglichen werden, jedoch kann kein Vergleich mit den Rissbreiten unter Bruchlast der einlagig bewehrten Dehnkörper erfolgen. Die Übereinstimmung von Berechnung und Versuch ist aufgrund der großen Streuungen, besonders unter höheren Temperaturen, nur teilweise gegeben. Der berechnete Streubereich erfasst daher nur die maximalen Rissbreiten aus dem Versuch. Da die maximalen Abweichungen bei -22 °C festgestellt werden können, ist ein Zusammenhang mit der in Abschnitt 2.1.8.4 beschriebenen und in Abbildung 25 dargestellten Spaltrissneigung, die besonders bei -22 °C zu beobachten war, gegeben. Diese Feststellung wird durch die Beobachtungen, die in den analog geführten Versuchen im Teilprojekt VI.6-II „Verbesserung der Dauerhaftigkeit von Brückenköpfen durch den Einsatz von Carbonbewehrung“ gemacht wurden, bestätigt.

Generell sind jedoch aufgrund der zweiten Textillage und des damit verbundenen geringeren Betonquerschnittes pro Garn geringere Rissbreiten zu erwarten. Sinnvoller ist es daher, die Rissbreiten unter Gebrauchslast zu betrachten. Die Gebrauchslast wurde mit ungefähr einem Drittel der Traglast angenommen. Bei den einlagig bewehrten Dehnkörpern, die bei vier Garnen im Betonquerschnitt eine Bruchlast von im Mittel 21 kN aufwiesen, wurden die

Rissbreiten daher bei ca. 7 kN mithilfe der vorhandenen Photogrammetriedaten ausgelesen. In Abbildung 55 ist der Vergleich der Versuchswerte mit dem berechneten Streubereich zu sehen. Bei -22 °C ist der berechnete Bereich etwas heller dargestellt, da es sich hierbei nicht um die berechneten Werte infolge der angegebenen Gebrauchslast handelt. Unter der gewählten Last waren noch keine Risse im Probekörper entstanden, so dass die Rissbreiten erst bei einer etwas höheren Last aus-gelesen wurden.

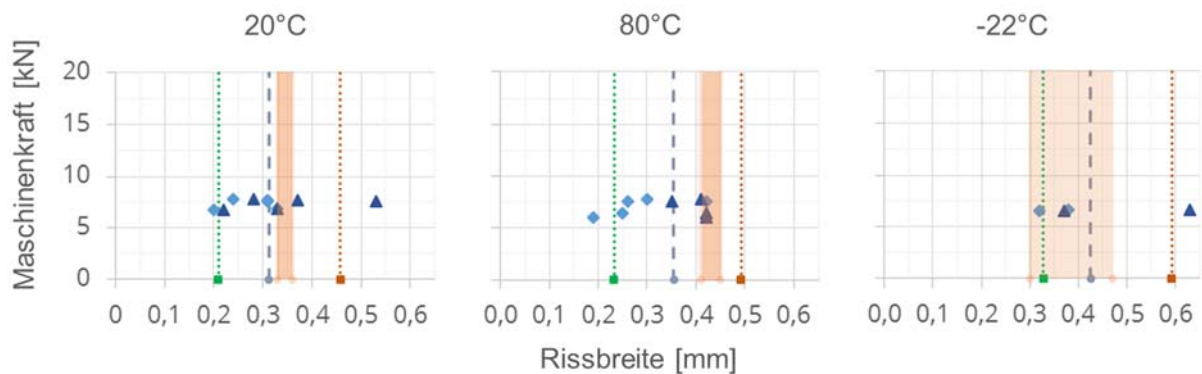


Abbildung 55: Rissbreiten unter Gebrauchslast bei einlagig bewehrten Dehnkörpern im Vergleich zu berechnetem minimalen und maximalen Bereich

Bei 20 °C kann der Mittelwert der gemessenen Rissbreiten rechnerisch mit einem geringen Streubereich gut erfasst werden. Bei 80 °C liegt der berechnete Bereich näher am oberen Grenzwert und bei -22 °C ist stand nur ein geringer Datensatz zur Verfügung, so dass die Ergebnisse nicht sehr aussagekräftig sind. Die Kristallbildung der vereisten Oberfläche führte dazu, dass die Photogrammetriedaten nur bei einer geringen Anzahl an Probekörpern ausgewertet werden konnten.

In Abbildung 56 sind die Rissbreiten der zweilagig bewehrten Dehnkörper unter Gebrauchslastniveau aufgeführt. Da die Bruchlast bei den zweilagig bewehrten Dehnkörpern aufgrund des Rutschens der Lasteinleitung nicht genau bestimmt werden konnte, liegt die angenommene Gebrauchslast mutmaßlich geringfügig unter der realen Gebrauchslast.

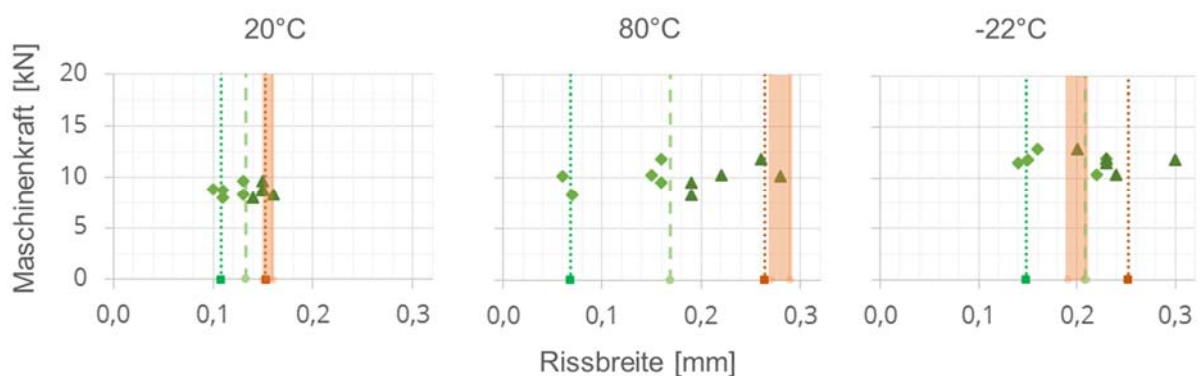


Abbildung 56: Rissbreiten unter Gebrauchslast bei zweilagig bewehrten Dehnkörpern im Vergleich zu berechnetem minimalen und maximalen Bereich

Die Auswertung zeigt, dass, besonders bei hohen Temperaturen, große Streuungen der Rissbreiten gemessen wurden. Recherisch werden an dieser Stelle nur noch die Maximalwerte erfasst. Bei 20 °C und -22 °C zeigt sich eine bessere Übereinstimmung von Versuch und Berechnung, jedoch werden die Rissbreiten bei -22 °C teilweise unterschätzt.

Insgesamt zeigt sich jedoch eine gute Übereinstimmung der Maximal- und Mittelwerte von Versuch und Berechnung. Generell unterliegen die gemessenen Rissbreiten großen Streuungen und lassen sich rechnerisch nur schwer erfassen, zumal die mittels Photogrammetrie aufgezeichnete Dehnung für die hier gewählte Darstellung nur an einer Stelle des Risses über eine mittig angeordnete Bezugslänge ausgewertet wurden. Da die Rissbreite über die aufgezeichnete Breite des Dehnkörpers hinweg ebenfalls variiert, erschwert dies die rechnerische Erfassung.

Trotz der festgestellten, teilweise geringfügigen Abweichungen können die Rissbreiten und -abstände in der Beton-Textil-Konfiguration mit dem an der TUD entwickelten Rechentool ausreichend genau erfasst werden.

2.1.12 Fazit – Teilvorhaben (03ZZ0352B)

In den Abschnitten 2.1.6 bis 2.1.11 und dem Anhang 2.1.13 wurde das Teilvorhaben „C3-V4.12-II: Rissbreitenuntersuchung“ im Rahmen des zusammen mit der RUB bearbeiteten Verbundvorhabens „C3-V4.12: Instandsetzung von geschädigten Betonfahrbahndecken mit Carbonbeton“ ausführlich beschrieben.

In dem Teilvorhaben sollten für die Untersuchung von Rissbreiten im Carbonbeton ein Berechnungsmodell entwickelt werden, das mithilfe von Versuchsdaten zu validieren war. Das Modell basiert auf vorangegangenen Forschungsergebnissen (Vergleich [k], [I]) und wurde für den hier untersuchten Fall optimiert. Neben der notwendigen Verankerungslänge und den minimalen und maximalen Rissabständen können mit dem Berechnungsmodell auch die Rissbreiten unter einer vom Benutzer gewählten Last ermittelt werden. Dafür wird eine Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung benötigt, die mithilfe eines standardisierten Auszugversuches („Single-sided-pull-out“, kurz: SPO) ermittelt werden kann. Die damit bestimmten, notwendigen Verankerungslängen wurden mithilfe von Übergreifungsversuchen überprüft. Zur Validierung des entwickelten Berechnungsmodells wurden standardisierte Dehnkörperversuche bei unterschiedlichen Temperaturen (20 °C, 80 °C, -22 °C) durchgeführt. Dabei zeigten sich besonders große Streuungen der Rissbreiten und -abstände bei hohen Temperaturen, während bei sehr niedrigen Temperaturen eine Spaltrissbildung des Betons in Textilebene beobachtet wurde. Der verbesserte Verbund zwischen Beton und Carbongelege steht demnach mit einer erhöhten Wahrscheinlichkeit des Auftretens eines Delaminationsversagens

im Zusammenhang. Die infolge der Frostbeanspruchung entstandene Kristallbildung auf der Oberfläche der Probekörper erschwerte zusätzlich die Rissbreitenmessung mittels Photogrammetrie. Im Durchschnitt bildeten sich 4 bis 6 Risse im Messbereich der Dehnkörper, so dass die Bewertung der Ergebnisse dennoch möglich war und ein Vergleich der experimentell ermittelten Rissbreiten und -abstände mit den berechneten Werten erfolgen konnte. Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung bei den Rissabständen, während die Rissbreiten nur im Mittel erfasst werden konnten. Der große Streubereich bei der Erfassung der Rissbreiten lässt keine exakte Erfassung dieser zu. Weitere Einflüsse, die Abweichungen von Versuch und Berechnung begründen, kommen aus der Herstellung der Probekörper. Dabei wird nicht nur bei den Dehnkörpern, sondern auch bei den Auszugkörpern eine hohe Genauigkeit gefordert. Zudem wäre eine höhere Anzahl an Prüfkörpern notwendig, um die Stichprobe mithilfe einer Normalverteilungsfunktion auswerten zu können.

Die gemessenen und berechneten Rissbreiten liegen trotz zwei Lagen textiler Bewehrung zwischen 0,07 mm und 0,27 mm und sind für den in dem Forschungsprojekt betrachteten Anwendungszweck zur Instandsetzung von Fahrbahndecken zu groß. Es besteht daher Optimierungsbedarf bei dem verwendeten Straßenbeton in Kombination mit der gewählten textilen Carbonbewehrung. Die Ergebnisse des Projekts können als Grundlage genutzt werden, um auf diesem Gebiet noch weitere Materialkombinationen zu untersuchen und die Reduzierung der Rissbreiten unter Einsatz von Normalbetonen für den Einsatz in der Praxis zu ermöglichen. Mithilfe einer höheren Anzahl an Versuchsdaten ist eine Kalibrierung des entwickelten Berechnungsmodells außerdem umsetzbar.

Zusätzlich ist die Wahl des Versuchsaufbaus und der Probekörpergeometrie für weitere Forschungsvorhaben zur Rissbreitenuntersuchung zu überdenken, da mit den standardisierten Dehnkörperversuchen nur ein kleiner Messbereich aufgezeichnet werden kann und der Verbund zum Untergrund, der bei einer solchen Instandsetzungsmaßnahme existieren würde, bei diesem Versuchsaufbau nicht berücksichtigt werden kann. In der Carbonbetonschicht würde entsprechend der in diesem Teilvorhaben geführten Lastfalluntersuchung nicht nur zentrischer Zug, sondern auch die Interaktion mit Anteilen aus der Biegung eine Rolle spielen.

Des Weiteren konnte im Rahmen der numerischen Lastfalluntersuchung festgestellt werden, dass die Druckbeanspruchung infolge konstanter Erwärmung der Carbonbetonschicht ein ausschlaggebendes Kriterium ist, das für den Einsatz der Bauweise in-situ zu berücksichtigen ist. Sogenannte „Blow-Up“-Effekte spielen dabei eine große Rolle. Mit zwei Lagen der Carbonbewehrung, die in einem ausreichenden Abstand zueinander oberflächennah angeordnet werden, ist es zwar möglich, die ermittelten maximalen Beanspruchungen theoretisch aufzunehmen, jedoch sind weitere experimentelle Untersuchungen zur Drucktragfähigkeit des Carbonbetons für einen praxisrelevanten Einsatz der Bauweise unabdingbar.

2.1.13 Anhang – Teilvorhaben (03ZZ0352B)

Auszugversuche bei 20 °C mit dem V.Fraas-SITgrid® 040-Textil

Die Ergebnisse aus den bei 20 °C durchgeführten Auszugversuchen an Prüfkörpern mit dem SITgrid® 040-Textil sind in Tabelle 15 sowie in Abbildung 57 dargestellt. Die aufgeführten Verankerungslängen werden für eine in den Dehnkörperversuchen ermittelte Garnzugkraft von im Mittel 5425,5 N berechnet. Die im Folgenden ausgegrauten Werte wurden aus der Mittelwertbildung herausgenommen.

Tabelle 15: Protokoll Auszugversuche TA01 bis TA10 bei 20 °C mit SITgrid® 040-Textil

Prüfrichtung: Kette	Textil Lagen: 1 (mittig)	A_{Garn} : 1,81 mm ²
Temperatur: 20°C	Betondeckung: 15 mm	F_{Garn} : 5425,5 N
	E-Modul Beton E_c : 31442 N/mm ²	$T_{\text{grenz,max}}$: 50 N/mm
	Druckfestigkeit R_c : 51 N/mm ²	$T_{\text{grenz,min}}$: 10 N/mm

Ergebnisse aus SPO						
	Alter	Einbinde- länge	F_{max} (1.5mm)	min. Riss- abstand	max. Riss- abstand	Verankerungs- länge
		$l_{E,o}$		$l_{R,D,min}$	$l_{R,D,max}$	l_{erf}
Probe	[d]	[mm]	[N]	[mm]	[mm]	[mm]
TA-3001-K-20°C	28	18,90	6168	55,3	110,6	189
TA-3002-K-20°C	28	66,60	6719	50,0	100,0	159
TA-3003-K-20°C	28	21,20	7619	40,5	81,0	123
TA-3004-K-20°C	28	67,10	7214	48,8	97,6	149
TA-3005-K-20°C	28	20,80	7339	46,3	92,6	147
TA-3006-K-20°C	28	69,20	6555	55,8	111,7	191
TA-3007-K-20°C	28	19,30	5839	55,3	110,5	189
TA-3008-K-20°C	28	18,20	4878	71,5	143,0	265
TA-3009-K-20°C	28	18,40	4739	81,1	162,3	291
TA-3010-K-20°C	28	17,80	7216	42,5	85,0	158
Mittelwert		18,9	6030,0	58,7	117,3	207
Standardabweichung		1,0	1014,0	13,6	27,2	53
Variationskoeffizient		0,05	0,17	0,23	0,23	0,26
5%-Fraktil		17,9	4773,9	43,5	86,9	150
95%-Fraktil		20,4	7308,4	78,7	157,5	284
Bemerkung zu einzelnen Probekörpern:						
TA-3002-K-20°C	Roving nicht vollständig durchtrennt					Für Auswertung gestrichen
TA-3003-K-20°C	Roving nicht vollständig durchtrennt					
TA-3004-K-20°C	Roving nicht vollständig durchtrennt					
TA-3006-K-20°C	Roving nicht vollständig durchtrennt					

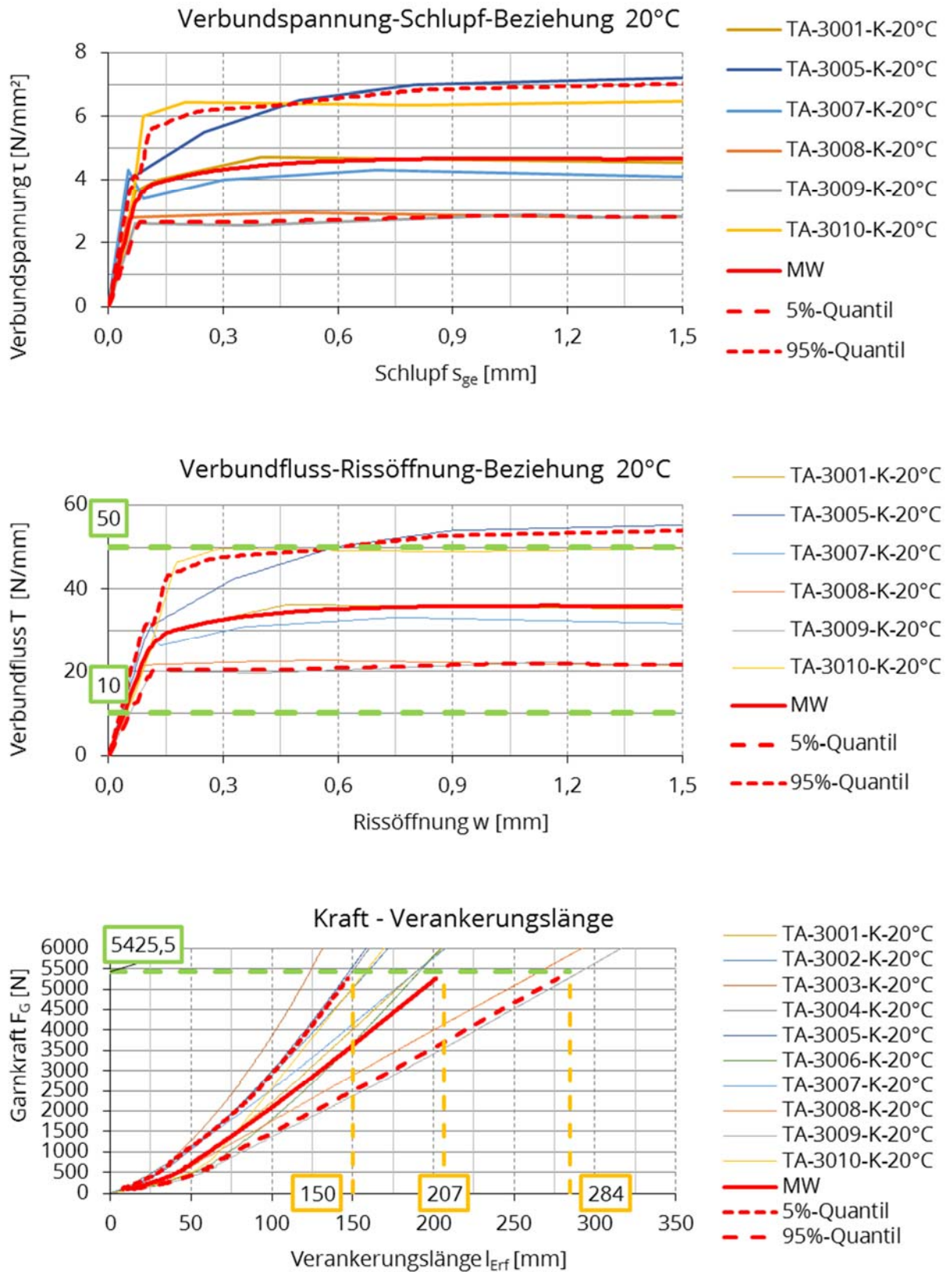


Abbildung 57: Bei 20 °C aus Verbundfluss-Rissöffnungs-Beziehung ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sowie Verankerungslängen bei entsprechender Garnzugkraft, SIT-grid® 040-Textil

Auszugversuche bei 80 °C mit dem V.Fraas-SITgrid® 040-Textil

Die Verbundeigenschaften wurden ebenfalls bei 80 °C geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 16 zusammengefasst.

Tabelle 16: Protokoll Auszugversuche TA01 bis TA10 bei 80°C mit SITgrid® 040-Textil

Prüfrichtung: Kette	Textil Lagen: 1 (mittig)	A_{Garn} : 1,81 mm ²
Temperatur: 80°C	Betondeckung: 15 mm	F_{Garn} : 5302,5 N
	E-Modul Beton E_c : 31442 N/mm ²	$T_{\text{grenz,max}}$: 50 N/mm
	Druckfestigkeit R_c : 51 N/mm ²	$T_{\text{grenz,min}}$: 10 N/mm

Ergebnisse aus SPO						
	Alter	Einbinde- länge	F_{max} (1.5mm)	min. Riss- abstand	max. Riss- abstand	Verankerungs- länge
		$l_{E,o}$		$l_{R,D,min}$	$l_{R,D,max}$	l_{erf}
Probe	[d]	[mm]	[N]	[mm]	[mm]	[mm]
TA-3011-K-80°C	28	20,50	5712	81,8	163,6	279
TA-3012-K-80°C	28	20,20	5805	73,4	146,8	255
TA-3013-K-80°C	28	68,60	6559	71,5	143,0	214
TA-3014-K-80°C	28	71,20	6274	73,7	147,5	235
TA-3015-K-80°C	28	20,30	5550	79,1	158,2	295
TA-3016-K-80°C	28	19,50	5628	82,5	165,1	295
TA-3017-K-80°C	28	20,10	6596	80,3	160,7	277
TA-3018-K-80°C	28	20,90	6309	68,9	137,8	238
TA-3019-K-80°C	28	21,20	5778	93,9	187,8	338
TA-3020-K-80°C	28	66,90	6371	79,9	159,9	253
Mittelwert		20,4	5911,4	80,0	160,0	283
Standardabweichung		0,5	359,9	7,3	14,6	30
Variationskoeffizient		0,0	0,1	0,1	0,1	0
5%-Fraktil		19,7	5573,8	70,2	140,5	243
95%-Fraktil		21,1	6510,2	90,5	181,0	325
Bemerkung zu einzelnen Probekörpern:						
TA-3013-K-80°C	Roving nicht durchtrennt					für Auswertung gestrichen
TA-3014-K-80°C	Roving nicht durchtrennt					
TA-3020-K-80°C	Roving nicht durchtrennt					

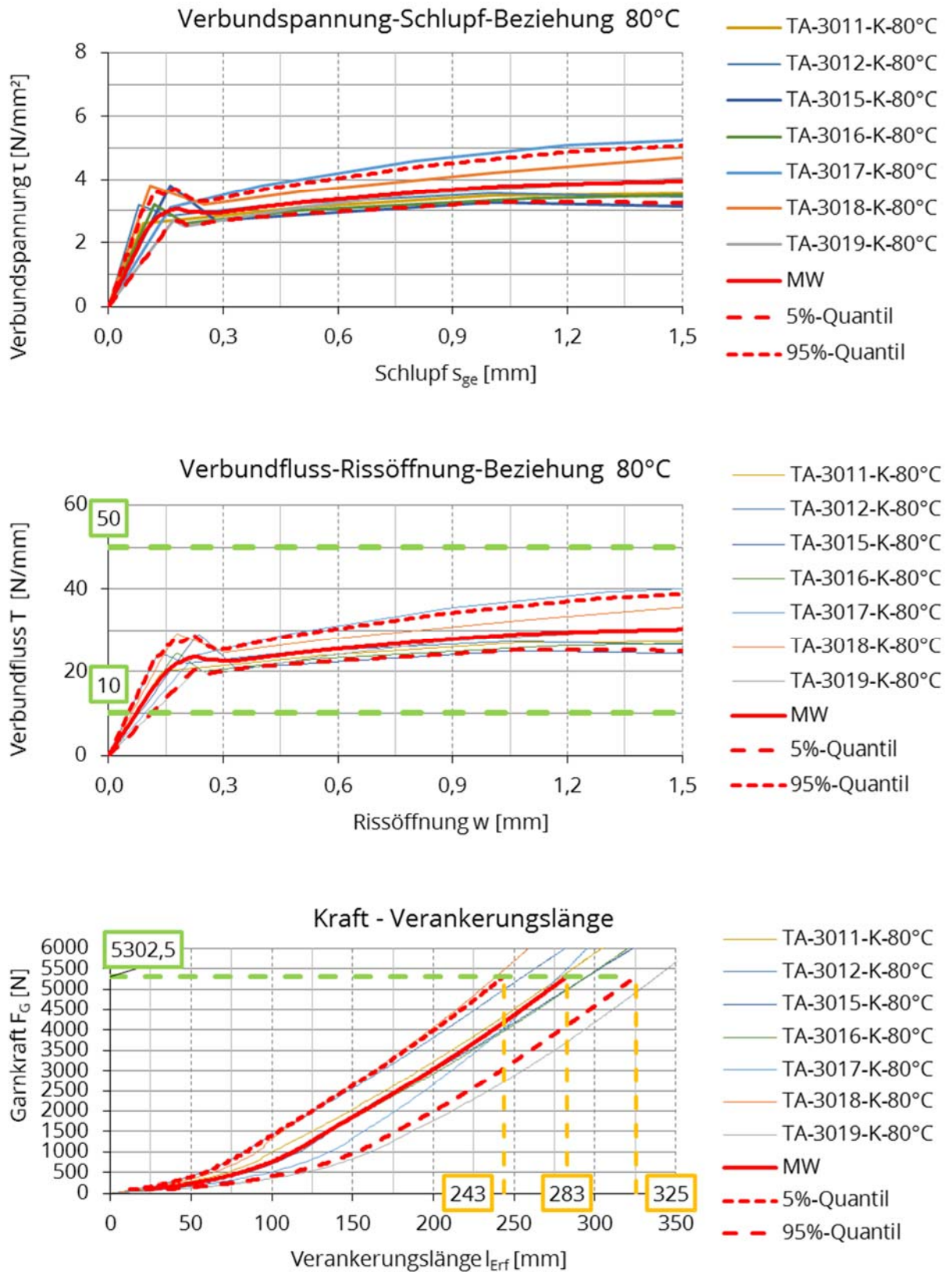


Abbildung 58: Bei 80 °C aus Verbundfluss-Rissöffnungs-Beziehung ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sowie Verankerungslängen bei entsprechender Garnzugkraft, SIT-grid® 040-Textil

Auszugversuche bei -22 °C mit dem V.Fraas-SITgrid® 040-Textil

Die Verbundeigenschaften wurden ebenfalls bei -22 °C geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 17 zusammengefasst.

Tabelle 17: Protokoll Auszugversuche TA01 bis TA10 bei -22 °C mit SITgrid® 040-Textil

Prüfrichtung: Kette	Textil Lagen: 1 (mittig)	A_{Garn} : 1,81 mm ²
Temperatur: -22°C	Betondeckung: 15 mm	F_{Garn} : 5166,3 N
	E-Modul Beton E_c : 31442 N/mm ²	$T_{\text{grenz,max}}$: 50 N/mm
	Druckfestigkeit R_c : 52,3 N/mm ²	$T_{\text{grenz,min}}$: 10 N/mm

Ergebnisse aus SPO						
	Alter	Einbinde- länge	$F_{\text{max}}(1.5\text{mm})$	min. Riss- abstand	max. Riss- abstand	Verankerungs- länge
		$l_{E,o}$		$l_{R,D,\text{min}}$	$l_{R,D,\text{max}}$	l_{erf}
Probe	[d]	[mm]	[N]	[mm]	[mm]	[mm]
TA-3021-K-22°C	28	18,70	7403	41,2	82,4	161
TA-3022-K-22°C	28	12,00	7546	35,2	70,4	148
TA-3023-K-22°C	28	57,10	6815	37,2	74,4	135
TA-3024-K-22°C	28	19,00	6156	43,0	85,9	158
TA-3025-K-22°C	28	17,00	9175	26,2	52,3	96
TA-3026-K-22°C	28	57,00	8499	36,8	73,5	157
TA-3027-K-22°C	28	19,80	7087	40,9	81,8	152
TA-3028-K-22°C	28	20,20	7846	30,0	60,0	109
TA-3029-K-22°C	28	18,20	7523	35,1	70,1	123
TA-3030-K-22°C	28	20,30	6586	43,5	87,0	169
Mittelwert		25,5	6928,3	40,1	80,3	150
Standardabweichung		14,1	470,9	3,0	6,1	16
Variationskoeffizient		0,55	0,07	0,08	0,08	0,11
5%-Fraktil		18,3	6263,5	35,6	71,2	126
95%-Fraktil		47,9	7493,2	43,4	86,7	167
Bemerkung zu einzelnen Probekörpern:						
TA-3023	Roving nicht durchtrennt.					Nicht gestrichen
TA-3022	Beton gespalten					Für Auswertung gestrichen
TA-3025	Roving nicht durchtrennt, während Auszug gerissen.					
TA-3026	Roving nicht durchtrennt, während Auszug gerissen.					
TA-3028	Roving nicht vollständig durchtrennt					

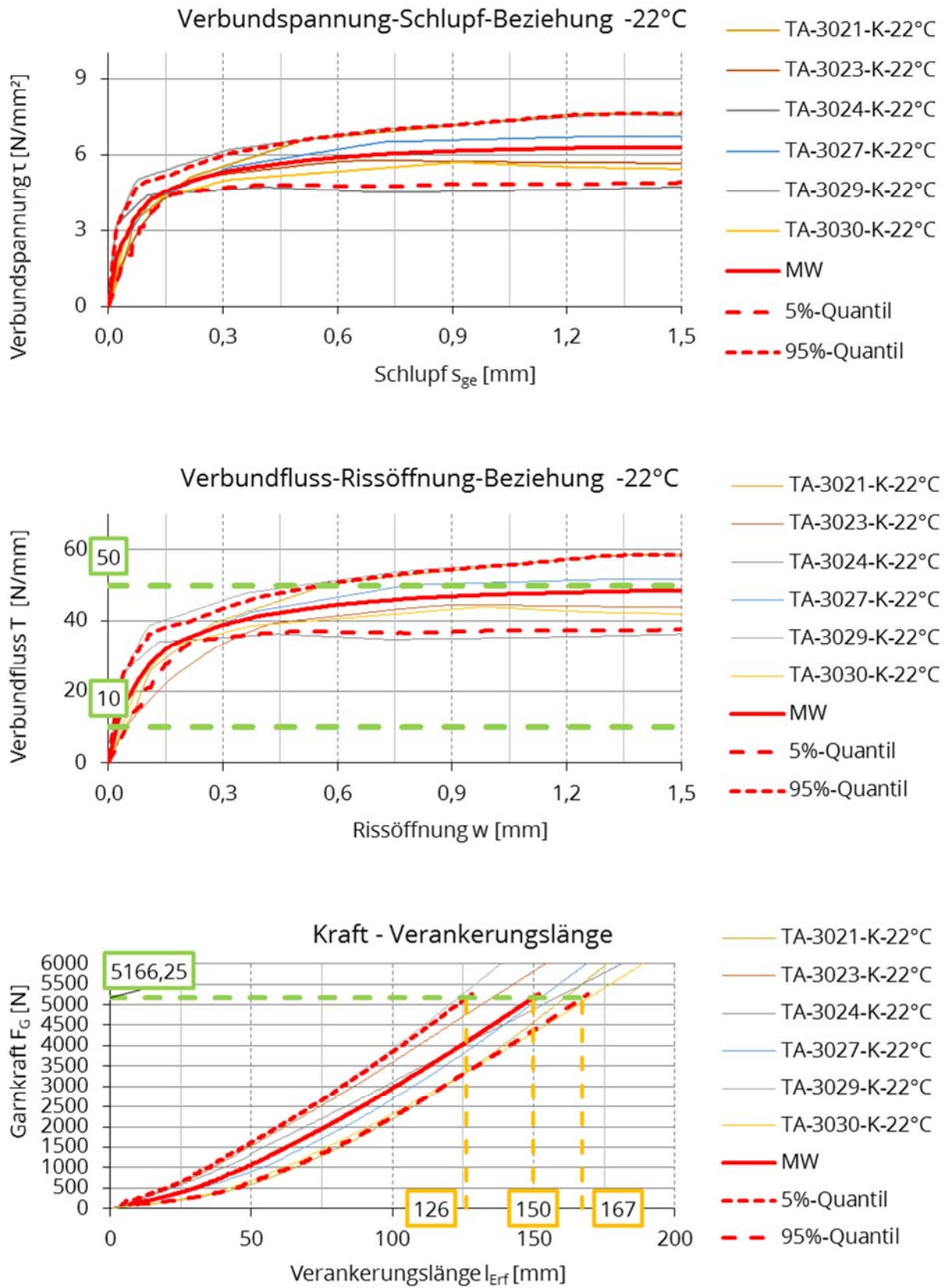


Abbildung 59: Bei -22 °C aus Verbundfluss-Rissöffnungs-Beziehung ermittelte Verbundspannungs-Schlupf-Beziehung sowie Verankerungslängen bei entsprechender Garnzugkraft, SIT-grid® 040-Textil

Dehnkörperversuche bei 20 °C, 80 °C, -22 °C mit dem V.Fraas-SITgrid® 040-Textil (einlagig)

Tabelle 18: Protokoll der Zugversuche an einlagig bewehrten Dehnkörpern DK1 bis DK5 bei 20 °C, 80 °C und -22 °C mit SITgrid® 040-Textil (einlagig: 4 Garne)

Orientierung: Kette A_{Gam} : 1,81 mm² Betondicke: 30 mm
Lagen: 1 (mittig) Messlänge: 200 mm

Probe [-]	Alter [d]	A_t [mm ²]	F_u [kN]	ϵ_u [%]	Anzahl Risse im MB [-]	$\sigma_{c,cr}$ [N/mm ²]	σ_{tu} [N/mm ²]
DK-1005-20°C	27	7,24	21,9	17,3	3	3,2	3023,6
DK-1006-20°C	27	7,24	22,9	16,4	2	2,2	3164,2
DK-1007-20°C	27	7,24	23,2	8,9	2	2,9	3205,8
DK-1008-20°C	27	7,24	20,2	11,4	3	3,0	2791,1
DK-1009-20°C	27	7,24	20,5	9,8	2	3,3	2837,6
DK-1006-80°C	27	7,24	19,3	11,4	2	2,6	2669,9
DK-1007-80°C	27	7,24	18,0	10,8	2	2,6	2481,5
DK-1008-80°C	32	7,24	22,8	11,1	2	2,2	3146,2
DK-1009-80°C	32	7,24	23,4	12,0	2	2,3	3225,2
DK-1010-80°C	32	7,24	22,6	17,0	2	2,5	3119,1
DK-1011-22°C	29	7,24	19,9	12,0	2	4,0	2750,3
DK-1012-22°C	29	7,24	20,1	12,3	3	2,6	2763,4
DK-1013-22°C	29	7,24	20,9	20,0	3	3,1	2886,7
DK-1014-22°C	29	7,24	22,7	6,0	1	3,9	3128,4
DK-1015-22°C	29	7,24	21,8	15,7	2	3,6	3008,8
DK-1014: Probleme bei Messung, da Kondenswasserausfall; aus Mittelwertbildung gestrichen.							
Mittelwert			21,3	13,3		2,9	2933,81
Standardabweichung			1,6	3,2		0,5	219,4
Variationskoeffizient			0,075	0,241		0,181	0,075
5-%-Fraktil			18,8	9,5		2,2	2604
95-%-Fraktil			23,3	18,25		3,7	3212,6

Dehnkörperversuche bei 20 °C, 80 °C, -22 °C mit dem V.Fraas-SITgrid® 040-Textil (zweilagig)

Tabelle 19: Protokoll der Zugversuche an zweilagig bewehrten Dehnkörpern DK1 bis DK5 bei 20 °C, 80 °C und -22 °C mit SITgrid® 040-Textil (zweilagig: 8 Garne)

Orientierung: Kette A_{Gam} : 1,81 mm² Betondicke: 30 mm
Lagen: 2 (mittig) Messlänge: 200 mm

Probe	Alter	A_t	F_u	ϵ_u	Anzahl Risse im MB	$\sigma_{c,cr}$	σ_{tu}
[-]	[d]	[mm ²]	[kN]	[%]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
DK-1016-20°C	28	7,24	29,7	9,2	4	3,5	2051,2
DK-1017-20°C	28	7,24	31,4	8,5	4	4,6	2163,1
DK-1018-20°C	28	7,24	24,6	6,2	4	3,8	1700,1
DK-1019-20°C	28	7,24	25,5	6,8	3	4,1	1976,3
DK-1020-20°C	28	7,24	20,5	6,9	3	3,9	1760,4
DK-1021-80°C	28	7,24	35,5	12,2	3	3,7	2452,2
DK-1022-80°C	28	7,24	28,7	8,0	3	3,9	1980,7
DK-1023-80°C	28	7,24	24,8	6,6	3	2,6	1711,0
DK-1024-80°C	28	7,24	30,4	8,6	3	3,8	2097,0
DK-1025-80°C	28	7,24	30,6	7,1	2	3,9	2115,9
DK-1026-22°C	29	7,24	38,6	10,1	5	4,8	2664,4
DK-1027-22°C	29	7,24	34,8	9,0	4	4,5	2403,7
DK-1028-22°C	29	7,24	35,9	9,9	4	3,5	2305,6
DK-1029-22°C	29	7,24	31,4	9,4	3	4,4	2080,8
DK-1030-22°C	29	7,24	35,8	1,5	4	3,8	834,2
DK-1030: GOM hat nicht bis Ende gemessen, durch Wasseraustritt Muster verwischt. Für MW gestrichen.							
Mittelwert			30,2	8,5		3,6	2104,5
Standardabweichung			4,9	1,6		0,6	272,5
Variationskoeffizient			0,162	0,190		0,136	0,130
5%-Fraktil			23,2	6,5		3,2	1707,2
95%-Fraktil			36,8	10,9		4,7	2526,5

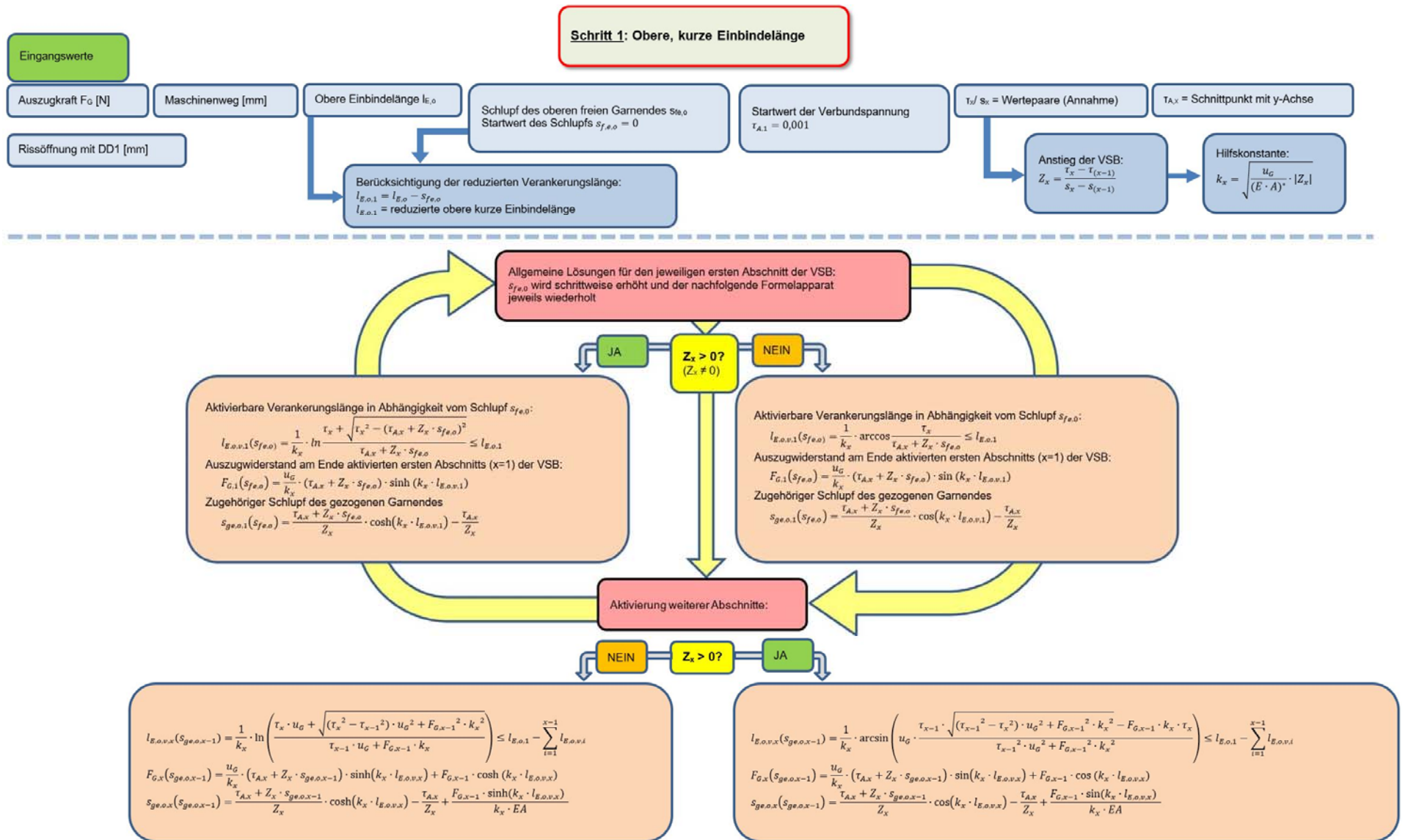


Abbildung 60: Ermittlung der VBS für die obere kurze Einbindelänge nach LORENZ [k]

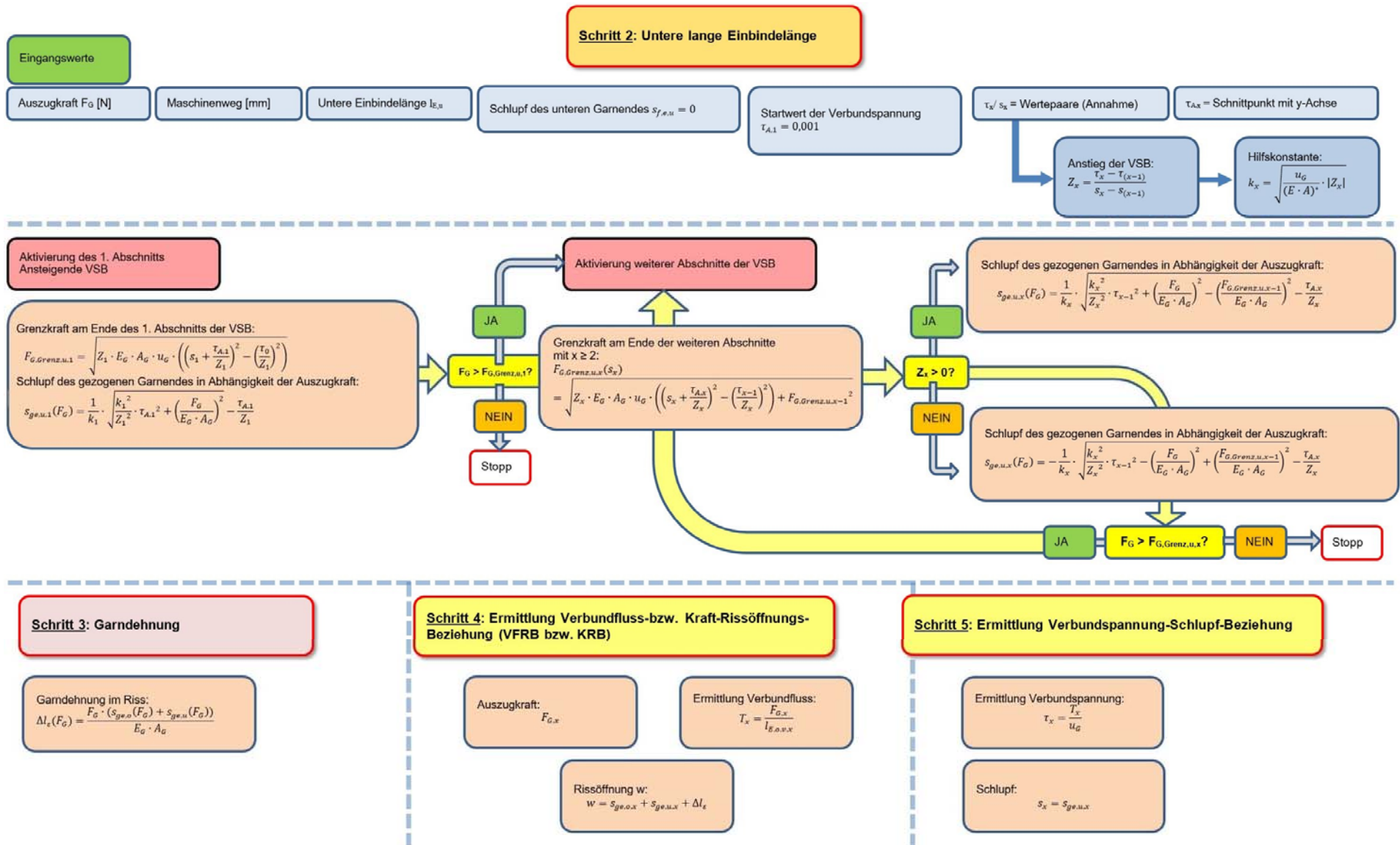


Abbildung 61: Ermittlung der VBS für die untere lange Einbindelänge nach LORENZ [k]

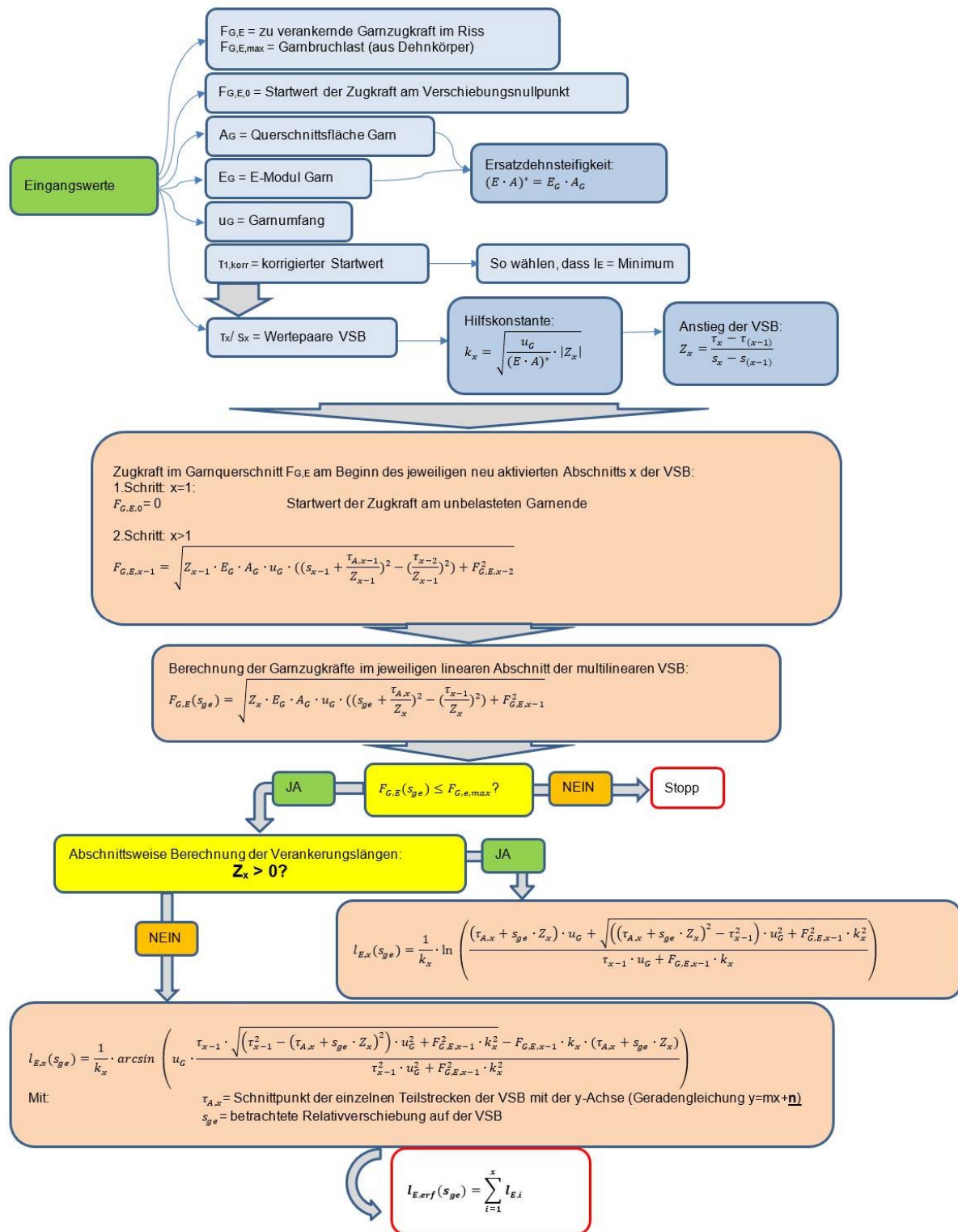


Abbildung 62: Ablaufschema zur Berechnung der erforderlichen Verankerungslänge nach LORENZ [k] anhand einer multiliniaren Verbundspannung-Schlupf-Beziehung (VSB) für eine zu verankernde Kraft $F_{G,E}$

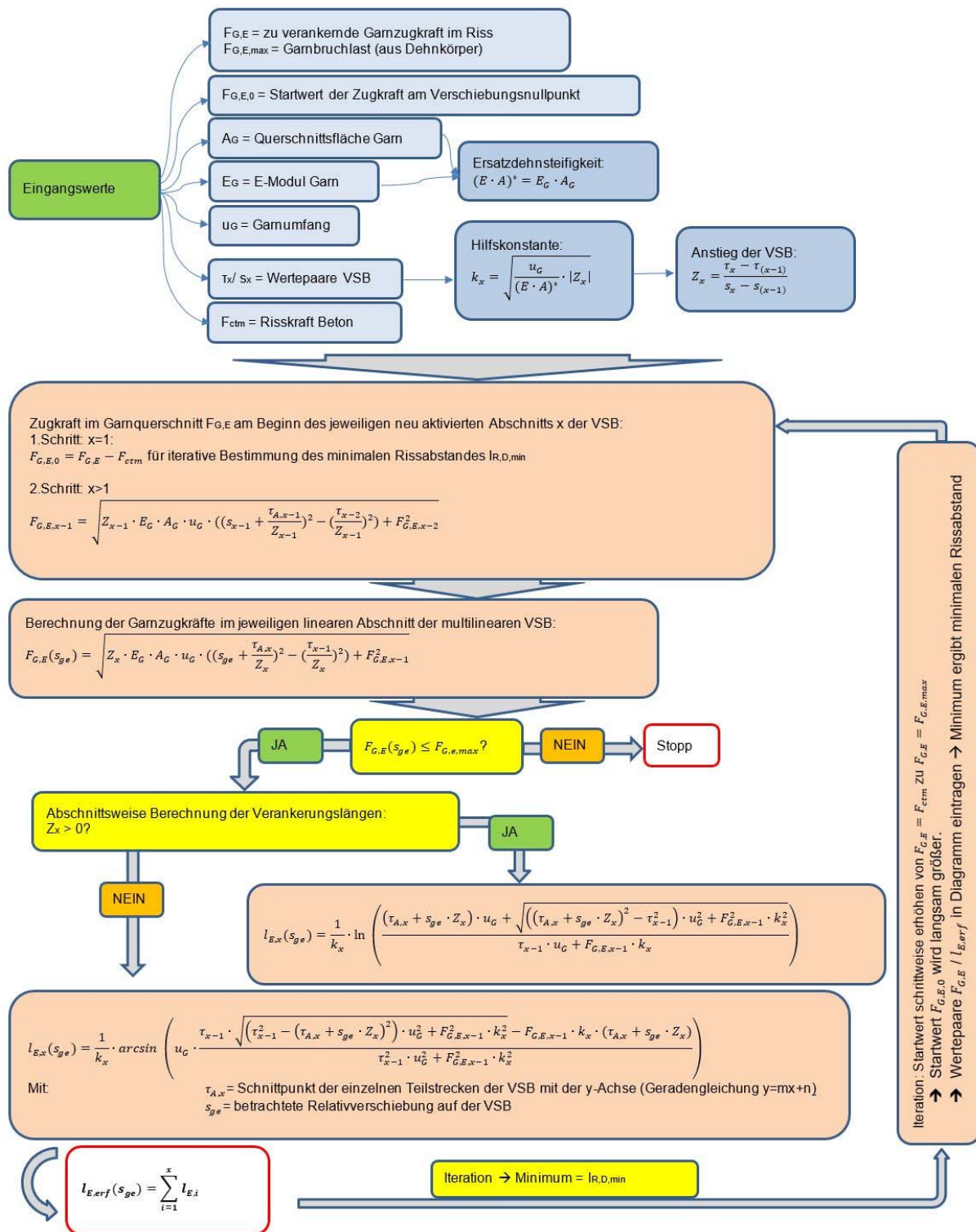


Abbildung 63: Ablaufschema zur Berechnung der minimalen Rissabstände nach LORENZ [k], (Anhang E) anhand einer multilinearern Verbundspannung-Schlupf-Beziehung (VSB)

Gesamtvorhaben (03ZZ0352-A/-B)

2.2 Zusammenfassung – Gesamtvorhaben

Das Fazit zum Gesamtvorhaben „C3-V4.12: Instandsetzung von geschädigten Betonfahrbahndecken mit Carbonbeton“ ist in dem Schlussbericht des Vorhabenleiters (Ruhr-Universität Bochum, Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher) zu finden.

2.3 Wichtigste Positionen des zahlenmäßigen Nachweises

Wissenschaftliches Personal

Zur konsekutiven Bearbeitung des gegenständlichen Forschungsvorhabens und dahingehend der Entwicklung eines anwendbaren analytischen Rechentools zur Bestimmung der Rissabstände und –breiten im Carbonbeton sowie für die vergleichsweise durchgeführte experimentelle Untersuchung der Rissentwicklung im Carbonbeton wurden qualifizierte wissenschaftliche Mitarbeiter*innen mit umfangreichem Fachwissen aus dem Bereich des Massivbaus eingesetzt. Diese trugen dazu bei, die unterschiedlichen Herausforderungen zu bearbeiten und die gewonnenen Ergebnisse auszuarbeiten und zu bewerten.

Technisches Personal

Voraussetzung für die Bearbeitung experimenteller Fragestellung ist geeignetes technisches Personal. Im Rahmen der Versuche an Dehn- und Auszugkörpern war für die Herstellung der Probekörper qualifiziertes Personal im Bereich der Betontechnologie erforderlich. Für die Prüfung der carbonbewehrten Betonprüfkörpern im Dehnkörper- und Auszugversuch, waren geeignete technische Mitarbeiter*innen mit Kenntnissen zur Prüfmaschinen-, Mess- und Versuchstechnik für den vergleichsweise aufwändigen Ein- und Ausbau der Prüfkörper, die Feinjustierung sowie die Bedienung der Prüfmaschine und der Messtechnik notwendig.

Beschäftigungsentgelte

Studentische Hilfskräfte unterstützten sowohl das wissenschaftliche als auch das technische Personal in zahlreichen Bereichen. Die übertragenen Hilfsarbeiten umfassten Recherchen, das Aufbereiten und die Auswertung von Versuchsdaten sowie die Vorbereitung und Durchführung von Versuchen im Labor.

Verbrauchsmaterialien

Für die Prüfung der Dehn- und Auszugkörper aus carbonbewehrtem Fahrbahndeckenbeton war es erforderlich, die aus dem Projekt finanzierten Verbrauchsmittel zu beschaffen.

Reisemittel

Zur erfolgreichen Durchführung des Forschungsvorhabens war eine enge Kooperation und Abstimmung mit dem Verbundpartner Voraussetzung. Zudem konnten bei der für Textilbeton maßgeblichen Konferenz (Carbon- und Textilbetontage) die im Vorhaben entstandenen Ergebnisse nach Außen kommuniziert und dem einschlägigen Fachpublikum vorgestellt werden. Daneben wurde in regelmäßigen Abständen (Quartalspräsentationen) in Dresden der aktuelle Stand der Ergebnisse gemeinsam mit Vertretern aus der Industrie und Forschung diskutiert.

2.4 Notwendigkeit und Angemessenheit der geleisteten Arbeit

Detaillierte Ausführungen zu den eingesetzten Ressourcen und der Abgleich mit dem Arbeitsplan sind in den jeweiligen Zwischenberichten erfolgt. Es hatten sich die in den Berichten aufgeführten Abweichungen ergeben, die zu einer kostenneutralen Verlängerung des Vorhabens führten.

2.5 Voraussichtlicher Nutzen, insbesondere Verwertbarkeit der Ergebnisse im Sinne des fortgeschriebenen Verwertungsplans

Mit dem Abschluss des Verbundvorhabens wird der Grundstein für die Instandsetzung von geschädigten Betonfahrbahnen durch den Einsatz von Carbonbeton unter Berücksichtigung der praktischen Anwendbarkeit gegeben. Dabei ist bewusst auf den Einsatz von Sonderbetonen verzichtet worden, um die praktische Anwendung einer carbonbewehrten Fahrbahndecke aus betontechnologischer Sicht möglichst einfach zu gestalten.

Durch die fugenlose Herstellung der Instandsetzungsschicht entstehen Zwangsspannungen, die Risse hervorrufen. Die Verkehrslasten in Kombination mit Umwelteinflüssen führen zudem zu starken Beanspruchungen der Fahrbahndecke.

Die beteiligten Projektpartner sind sich einig, dass durch den Einsatz von Carbonbewehrung im Bereich des Straßenbaus kostenschwere Erneuerungen des gesamten Aufbaus von geschädigten Fahrbahnen in Zukunft vermieden werden können. Zur praxistauglichen Einsetzbarkeit und demnach zur größentechnisch flächendeckenden Herstellung der Instandsetzungsschicht bedarf es jedoch noch weiterer Forschung sowie einer erprobten Anwendung in-situ.

Das Teilvorhaben bietet auch dem Lehrstuhl für Baustofftechnik selbst die Möglichkeit, weiterführende Erkenntnisse im Bereich des Carbonbetons zu erlangen. Auf Basis der erzeugten Ergebnisse und entwickelten Prüfverfahren besteht die Möglichkeit, weitere Forschungsvorhaben zu generieren.

2.6 Während der Durchführung des Vorhabens dem ZE bekannt gewordenen Fortschritts auf dem Gebiet des Vorhabens bei anderen Stellen

Es wurden im Verlauf des Vorhabens keine für das Projekt relevanten Ergebnisse Dritter bekannt. Es gab auch keine entsprechenden Veröffentlichungen.

2.7 Erfolgte oder geplante Veröffentlichungen der Ergebnisse

Im Jahr 2017 wurde das Projekt im Rahmen einer Poster-Präsentation auf den 9. Carbon und Textilbetontagen in Dresden vorgestellt. Im Jahr darauf erfolgte zusammen mit dem Verbundpartner eine Präsentation des Projektes vor dem einschlägigen Fachpublikum auf den 10. Carbon- und Textilbetontagen.

- Neumann, J.: 9. Carbon und Textilbetontage, Dresden, 26-27. September. 2017. Posterpräsentation: „Carbonbeton zur fugenlosen Instandsetzung geschädigter Betonfahrbahndecken“
- Neumann, J., Farwig, K.: 10. Carbon und Textilbetontage, Dresden, 25-26. September. 2018. Vortrag: „Carbonbeton zur fugenlosen Instandsetzung geschädigter Betonfahrbahndecken“

Des Weiteren sind folgende Tagungsbeiträge angenommen.

- Neumann, J.; Farwig, K.; Breitenbücher, R.; Curbach, M.: 12th International Conference on Concrete Pavements, 30.08. – 03.09.2020, Minneapolis, USA. Vortrag: “Thin Concrete Overlays with Carbon Reinforcement”
- Neumann, J.; Breitenbücher, R.: fib International Conference on Concrete Sustainability, 16. – 18.09.2020, Prag, Tschechische Republik. Vortrag: “Thin Concrete Overlays with Carbon Reinforcement on Deteriorated Concrete Pavements”

Über die bereits bestehenden Publikationen hinaus befindet sich eine Veröffentlichung als Zeitschriftenartikel, voraussichtlich für die Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“, in Vorbereitung.

3 „KURZFASSUNG“ (BERICHTSBLATT/ CONTROL SHEET)

Dazu wurden zwei gesonderte Blätter in der Anlage abgelegt.

1. ISBN oder ISSN geplant	2. Berichtsart (Schlussbericht oder Veröffentlichung) Schlussbericht	
3. Titel C3-V4.12: Instandsetzung von geschädigten Betonfahrbahndecken mit Carbonbeton; Teilvorhaben C3-V4.12-II: Rissbreitenuntersuchung		
4. Autor(en) [Name(n), Vorname(n)] Curbach, Manfred; Farwig, Kristina	5. Abschlussdatum des Vorhabens August 2019	
	6. Veröffentlichungsdatum geplant	
	7. Form der Publikation Schlussbericht	
8. Durchführende Institution(en) (Name, Adresse) Technische Universität Dresden Institut für Massivbau 01062 Dresden	9. Ber. Nr. Durchführende Institution	
	10. Förderkennzeichen 03ZZ0352B	
	11. Seitenzahl 106	
12. Fördernde Institution (Name, Adresse) Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) 53170 Bonn	13. Literaturangaben 73 + 23	
	14. Tabellen 19	
	15. Abbildungen 63	
16. Zusätzliche Angaben -		
17. Vorgelegt bei (Titel, Ort, Datum) -		
18. Kurzfassung Der vorliegende Bericht bildet den Abschluss des Forschungsvorhabens „C3-V4.12: Instandsetzung von geschädigten Betonfahrbahndecken mit Carbonbeton - Teilvorhaben C3-V4.12-II: Rissbreitenuntersuchung“, das unter dem Förderkennzeichen 03ZZ0352B vom Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) gefördert wurde. Betonfahrbahndecken werden in Deutschland i. d. R. unbewehrt hergestellt und mit Längs- und Quertugen versehen. Diese dienen einerseits zur Vermeidung wilder Rissbildung infolge Zwangsspannungen, stellen jedoch andererseits auch eine Schwachstelle im Betonbauteil dar. Die Fugen werden daher zum Schutz vor eindringendem Wasser und Schmutzpartikeln mit geeigneten Materialien verschlossen, welche wiederum einer kontinuierlichen Wartung bedürfen. Kann eine Erfüllung des Gebrauchszustands nicht mehr gewährleistet werden, müssen die Betonfahrbahndecken instandgesetzt oder gar erneuert werden. Der Mangel an alternativen Instandsetzungsmethoden führt im Regelfall zu einer Erneuerung des gesamten Fahrbahndeckenaufbaus, auch wenn der Fahrbahnbeton nur oberflächlich geschädigt ist. Eine Alternative zur Erneuerung der gesamten Betondecke bietet die Sanierung der Betonfahrbahn mithilfe einer Deckschicht aus Carbonbeton. Die neue, fugenlose und zugleich dünne Betondeckschicht kann auf den alten, mit Fugen durchsetzten Unterbeton aufgebracht werden. Durch eine Verbundtrennung zwischen Altbeton- und Carbonbetonschicht in dem Bereich der Fuge kann eine Verteilung entstehender Risse in multiple Risse mit reduzierter Rissbreite erzeugt werden. Die korrosionsresistente Carbonbewehrung kann oberflächennah platziert werden, um ein feineres Rissbild erzeugen zu können. Im Forschungsprojekt sollten dies nähergehend untersucht werden. Dafür ist ein Verfahren zur Umsetzbarkeit und Funktionalität einer dünnen Instandsetzungsschicht aus Carbonbeton sowie eine Berechnungsmethode zur Abschätzung der sich einstellenden Rissabstände und -breiten entwickelt worden. Mithilfe von kleinteiligen Versuchskörpern sowie an der RUB hergestellten Großbauteilen, die den Verbund zwischen Alt- und Neubeton abgebildet haben, wurde die Rissentwicklung im Beton erfasst und mit den Berechnungsergebnissen verglichen. Dabei wurde die Umgebungstemperatur sowie die Anzahl der Bewehrungslagen im Beton variiert und die Verankerungslängen, Rissbreiten und -abstände hinreichend genau bestimmt.		
19. Schlagwörter Fahrbahndecken, Instandsetzung, Beton, Carbonbewehrung, Textilbewehrung, Verbundverhalten, Rissbreiten, Rissabstände		
20. Verlag	21. Preis	

1. ISBN oder ISSN	2. type of document (e.g. report, publication) Final report	
3. titel C3-V4.12: Carbon concrete for a jointless restoration of damaged concrete road pavement; sub-project C3-V4.12-II: Research of crack growth		
4. author(s) (family name, first name(s)) Curbach, Manfred; Farwig, Kristina	5. end of project August 2019	6. publication date planned
	7. form of publication book	
	9. originator's report number	
8. performing organization (s) (name, address) Technische Universität Dresden Institut für Massivbau 01062 Dresden	10. reference number 03ZZ0352B	
	11. no. of pages 106	
	13. no. of references 73 + 23	
12. sponsoring agency (name, address) Bundesministerium für Bildung und Forschung (BMBF) 53170 Bonn	14. no. of tables 19	
	15. no. of figures 63	
	16. supplementary notes -	
17. presented at (title, place, date) -		
18. abstract <p>This final report concludes the research project "C3-V4.12: Carbon concrete for a jointless restoration of damaged concrete road pavement - Subproject C3-V4.12-II: Research of crack growth", which was funded by the German Federal Ministry of Education and Research (BMBF) under the funding code 03ZZ0352B.</p> <p>Concrete road pavements in Germany are generally produced without reinforcement and are provided with longitudinal and transverse joints. On the one hand, these serve to avoid wild crack formation due to constraint stresses, but on the other hand they also represent a weak point in the concrete component. The joints are therefore sealed with suitable materials to protect them against the ingress of water and dirt particles, which in turn require continuous maintenance. If it can no longer be guaranteed that the concrete pavement will be in a serviceable condition, it must be repaired or even renewed. The lack of alternative repair methods usually leads to a renewal of the entire pavement structure, even if the pavement is only superficially damaged. An alternative to the renewal of the entire concrete pavement is the rehabilitation of the concrete pavement by means of a surface course of carbon concrete. The new, jointless and at the same time thin concrete surface course can be applied on top of the old, joint-saturated base concrete. A composite separation between the old concrete and carbon concrete layer in the area of the joint can create a distribution of emerging cracks into multiple cracks with reduced crack width. The corrosion-resistant carbon reinforcement can be placed close to the surface to produce a finer crack pattern. This should be investigated in more detail in the research project. For this purpose, a method for the feasibility and functionality of a thin repair layer of carbon concrete has been developed as well as a calculation method for estimating the crack distances and crack widths. With the help of small test specimens and large components manufactured at the RUB, which depicted the bond between old and new concrete, the crack development in the concrete was recorded and compared with the calculation results. The ambient temperature and the number of reinforcement layers in the concrete were varied and the anchorage lengths, crack widths and distances were determined with sufficient accuracy.</p>		
19. key words Concrete pavements, restoration, concrete, carbon reinforcement, textile reinforcement, bond behaviour, crack width, crack spacing		
20. publisher	21. price	