

Textilbewehrter Oberbeton als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 201

bast

Textilbewehrter Oberbeton als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen

von

Rolf Breitenbücher
Julia Neumann

Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Baustofftechnik

Manfred Curbach
Enrico Baumgärtel

Technische Universität Dresden
Institut für Massivbau

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 201

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

- A - Allgemeines
- B - Brücken- und Ingenieurbau
- F - Fahrzeugtechnik
- M - Mensch und Sicherheit
- S - Straßenbau
- V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** stehen zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 08.0249:
Textilbewehrter Oberbeton als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen

Fachbetreuung

Wolfgang Roßbach

Referat

Betonbauweisen

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion

Stabsstelle Presse und Kommunikation

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323

ISBN 978-3-95606-773-0

Bergisch Gladbach, Dezember 2023

Kurzfassung – Abstract

Textilbewehrter Oberbeton als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen

Untersucht wurde eine mögliche alternative Fugenausbildung in unbewehrten Betonfahrbahndecken. Basis hierfür ist, die Betondecke mit einer dünnen fugenlosen carbonbewehrten Betonschicht (CRC-Schicht, CRC = Carbon Reinforced Concrete) als Oberbeton zu überziehen. Dabei werden die im Unterbeton bereits vorhandenen klassischen Fugen mit überbaut. Durch die hoch beanspruchbare Carbonbewehrung soll sich an der Betonoberfläche ein fein verteiltes Rissbild einstellen, womit das Eindringen von Feuchtigkeit und anderen schädigenden Medien in den Fugenbereich verhindert wird. Somit stellt diese Methode eine Alternative zur klassischen Fugenabdichtung dar. Diese Bauweise soll sowohl im Rahmen von Instandsetzungs- als auch Neubaumaßnahmen anwendbar sein.

Das Hauptaugenmerk der hier vorliegenden Untersuchungen lag dabei auf der Ausbildung der CRC-Schicht im Dehnungsfugenbereich. Zunächst wurden in Vorversuchen (Zug- / Biegezugversuche) am Carbonbeton geeignete Carbonbewehrungen und darauf abgestimmte Betone ermittelt. Der in den Hauptversuchen verwendete Beton erfüllte alle Anforderungen der TL-Beton StB 07. Zudem konnte ein zu unbewehrtem Beton vergleichbares Schwindverhalten nachgewiesen werden. In den Hauptversuchen wurde zum einen in Zugversuchen die Rissentwicklung an unterschiedlich bewehrten Probekörpern aus Carbonbeton untersucht. Zum andern wurde an großformatigen Verbundbalken (klassischer Unterbeton mit Fugen + Oberbeton aus Carbonbeton) Zug- und Biegezugversuche vorgenommen. In den Versuchen sowohl unter statischen als auch zyklischen Lasten wurde insbesondere das Verhalten über den sich im Unterbeton bewegenden Fugen untersucht. Dabei wurde beidseits der Fugen eine Verbundtrennung eingebaut, um eine hinreichend feine Rissverteilung erzielen zu können. Variiert wurden dabei unterschiedliche Kombinationen aus Bewehrungslagen, CRC-Schichtdicken und Verbundtrennungsbreiten. Orientierend wurden zusätzlich Untersuchungen zum Eindringverhalten von Wasser und Tausalzlösungen in die feingerissenen CRC-Schichten durchgeführt. Ergänzend erfolgten Versuche zum Abrasionswiderstand und der Veränderung der Griffigkeit in Verbindung mit Frost-Tausalz-Wechselbeständigkeit. Die grundsätzliche Machbarkeit bzw. Funktionsfähigkeit dieser Alternativlösung konnte dargestellt werden, für eine Übertragung in die Praxis sind weitere einschlägige Untersuchungen unentbehrlich, was allerdings von vorne herein so zu erwarten war.

Textile-Reinforced Top Concrete as the Basis for a Jointless Surface of Plain Concrete Pavements

A possible alternative joint design in plain concrete pavements was investigated. The basis for this is to cover the concrete pavement with a thin jointless carbon reinforced concrete layer (CRC-layer) as the top concrete. In the process, the classic joints already present in the lower concrete layer are also covered. The carbon reinforcement with a very high load capacity is intended to generate a finely distributed crack pattern in the upper concrete layer, thus preventing the penetration of moisture and other fluids into the joint area. This method thus represents an alternative to conventional joint sealing. Such a construction method is applicable both in the context of repair and new construction measures.

The main focus of the investigations presented here was on the formation of the CRC-layer in the expansion joint area. First, preliminary tests (tensile / bending tensile tests) were carried out on the carbon concrete to determine suitable carbon reinforcements and concretes matched to them. The concrete used in the main tests met all the requirements of TL-Beton StB 07. In addition, it was possible to demonstrate shrinkage behaviour comparable to that of unreinforced concrete. In the main tests, the crack development was investigated in tensile tests on carbon concrete specimens with different reinforcement. On the other hand, tensile and flexural tests were carried out on large-format composite beams (classic bottom concrete with joints + top concrete made of carbon concrete). In the tests under both static and cyclic loads, the behaviour across the joints moving in the bottom concrete was investigated in particular. A bond breaker was installed on both sides of the joints in order to achieve a sufficiently fine crack distribution. Different combinations of reinforcement layers, CRC-layer thicknesses and bond breaker widths were varied. For orientation purposes, additional investigations were carried out on the penetration behaviour of water and de-icing salt solutions into the finely cracked CRC-layers. In addition, tests were carried out on abrasion resistance and the change in skid resistance in conjunction with resistance to freeze-thaw and de-icing salt. The feasibility and functional capability of this alternative solution was demonstrated, but further relevant investigations are indispensable for transferring it into practice, although this was to be expected from the outset.

Summary

Textile-Reinforced Top Concrete as the Basis for a Jointless Surface of Plain Concrete Pavements

1 Concept

In plain concrete pavements, the joints always represent a weak point that requires intensive maintenance and repair. As an alternative to the classic joint sealing with hot or cold grouting, an alternative solution to permanently seal joints in such surfaces has been investigated. The basis for this is to cover the joints in the lower concrete with a continuous, thin, jointless, carbon reinforced concrete layer (CRC) and thus seal them permanently (Figure 1).

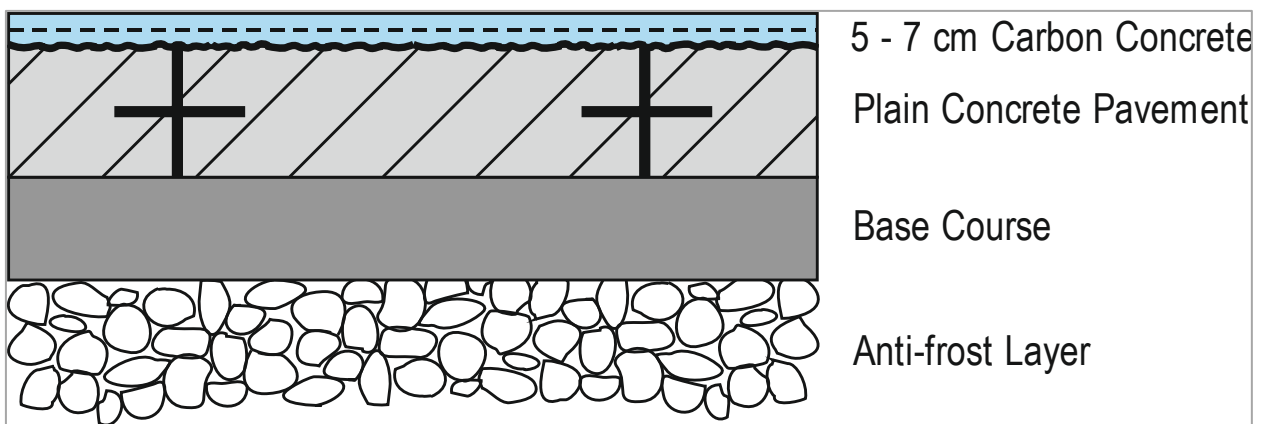


Figure 1: Schematic of the composite system "jointed bottom-concrete - carbon reinforced top concrete".

The principle of this concept is to convert the deformations in the joints of the lower layer into numerous fine cracks in the top layer. This also prevents the penetration of water and other liquid media such as de-icing salt solutions into the structure. In addition to a corresponding reinforcement, however, an adequate free section must also be available for the crack width distribution. For this purpose, the bond between the top and bond concrete must be interrupted within certain distances on both sides of the joint. At the same time, it is important to avoid progressive delamination over the free section.

The aim is to limit the thickness of the top concrete layer to only a few centimeters. Due to the use of the corrosion-insensitive carbon reinforcement, this is conceivable both for the repair of existing pavements and for new construction measures.

The present research project investigated if this principle is feasible and can be implemented in practice. The main focus of the investigations was on the one hand on the crack development in the carbon concrete layer, and on the other hand in the bond between the upper and lower concrete under the load case "joint movement".

2 Preliminary Tests

After a literature study, suitable carbon reinforcements and concretes matched to them for the textile-reinforced top concrete layer (CRC layer) were initially determined in preliminary tests, which in principle allow the implementation of the envisaged concept. At the same time, the concrete must, of course, meet all the requirements for a road concrete according to TL Beton-StB 07. In order to be able to fulfil these requirements, as well as to enable the embedding of the carbon reinforcement and the installation in layer thicknesses of only a few centimeters, a pavement concrete with a maximum grain size of 8 mm (exposed aggregate concrete) was selected. Compared to a classic exposed aggregate concrete, slight modifications were made. The concrete was produced with a very soft consistency (consistency class F4) to ensure good

penetration of the reinforcement layer and to facilitate processing and, in particular, compaction of the concrete. As required by TL Beton-StB 07, an air void content of at least 4.5 % by volume on average was set.

For the reinforcement, there were initially two possible textiles to choose from, which showed almost identical processing properties. However, due to the epoxy resin impregnation, textile A was stiffer than textile B impregnated with polystyrene. For the test specimens to be produced here, this difference was not relevant when installing the reinforcement. During in-situ processing, on the other hand, a higher stiffness can have a positive effect on the positioning accuracy of the textile in the concrete.

3 Strain Behaviour of Carbon Concrete and Associated Crack Development

In order to obtain the necessary knowledge on crack formation and development, tensile and bending tests were carried out on carbon reinforced specimens. In the centric tensile tests, the carbon reinforced specimens showed a basically comparable crack formation and load bearing behaviour for both textiles. However, there were significant differences in the number and width of cracks. In the specimens reinforced with textile A (EP-impregnated), more cracks with smaller crack widths formed than in those with textile B (polystyrene-impregnated). Since the limitation of the crack widths in the joint area is one of the decisive requirements, textile A was specified as the carbon reinforcement for the further investigations.

In further centric tensile tests, the cracking behaviour of specimens reinforced with textile A was investigated with variation of the reinforcement layers and the thicknesses of the specimens. With an increase of the reinforcement layers from one to two and of the reinforcement thickness from 50 mm to 70 mm, not only the crack widths but also the number of cracks increased. In total, between 8 and 13 cracks with widths of 0.58 to 0.73 mm on average formed in the 740 mm long test area up to the test termination with a total deformation of up to 18 mm.

The 4-point bending tensile test on carbon reinforced specimens showed that the highest bending stresses could be absorbed in 50 mm thick specimens with two reinforcement layers. The number of cracks decreased with increasing reinforcement layers and specimen thickness. In all cases, the failure was due to cracking of the reinforcement, in some cases delamination between carbon rovings and the concrete was also evident. The failure was announced by strong deflections and the associated cracking.

In further centric tensile tests, the tensile behaviour of CRC was investigated on two-layer reinforced specimens of different lengths under both static and cyclic loading and also at different temperatures. The crack development and the residual load-bearing behaviour after cyclic preloading were recorded. The static test specimens examined showed a uniformly distributed and fine crack pattern regardless of the specimen length. Furthermore, no influence of the temperature on the crack distribution in the carbon concrete could be determined in the range of -20 to 60°C. The cracks were also found to be uniformly distributed in the carbon concrete. The stress-strain lines determined in the tensile tests showed a typical course for carbon concrete. As expected, the cyclic tests showed a disproportionate decrease in stiffness and a disproportionate increase in strain at the beginning. Subsequently, with increasing load cycles, both characteristic curves assume a linear course. It was noticeable that the residual load-bearing capacity of the cyclically pre-stressed specimens was greater than the breaking load of the statically loaded specimens.

4 Bond Behaviour of Carbon Concrete and Jointed Lower concrete

Tensile and bending tests on composite specimens under static and cyclic loading as well as tensile tests on carbon concrete at different temperatures represented the main tests of the project. In the static bending tests on composite specimens, the development of cracks in the carbon concrete layer in combination with the lower concrete was investigated. In the cyclic bending tests on composite specimens, on the other hand, the focus was on the composite behaviour between the lower concrete and the carbon reinforced top concrete as well as the crack bridging capacity of the carbon concrete layer. In order to record the influence of different ambient temperatures on this behaviour, test specimens were also examined at different temperatures.

The composite beams used here were produced in the lower concrete with conventional pavement concrete with a maximum grain size of 22 mm. A joint was also integrated into this as in situ. In order to enable a sufficient bond to the carbon reinforced top concrete, the surface of this lower concrete was made rough

(exposed aggregate structure). Furthermore, the influence of a bond breaker on both sides of the joint on the load-bearing and cracking behaviour was investigated. The width of the composite separation (0 mm, 150 mm and 300 mm on both sides of the joint) as well as the material for the composite separation (PE foil, bitumen coating with aluminium lamination) were varied. Furthermore, different layer thicknesses of the carbon reinforced top concrete (50 mm, 70 mm) and different reinforcement layers (1 layer, 2 layers) were included.

In the static 4-point bending tests, it was shown that the bond breaker over a limited distance on both sides of the joints significantly reduced the crack propagation in the CRC layer above the joints. The number of cracks, however, hardly changed (Fig. 2). Bonded breaker over longer distances had hardly any effect on the number of cracks and only slightly on the crack widths. However, in the case of bond breakers > 150 mm, a reduced bearing load occurred on both sides of the joints. In all cases, maximum crack widths of 0.3 mm occurred. The resulting deflections could not be measured, but were clearly visible. There was no detectable influence of the different bond breaker materials on the crack development. The same applies to the varying thicknesses of the CRC layer. On the other hand, the increase of the carbon reinforcement from one layer to two layers led to finer cracks and to an increased load-bearing capacity. The cracking of the reinforcement was also the decisive failure mechanism in all these tests (Fig. 3). Delaminations between reinforcement and matrix could be detected locally, but in no case did a complete pull-out of the reinforcement occur. Furthermore, the bonded joint outside the bond breaker areas always remained intact in these tests.

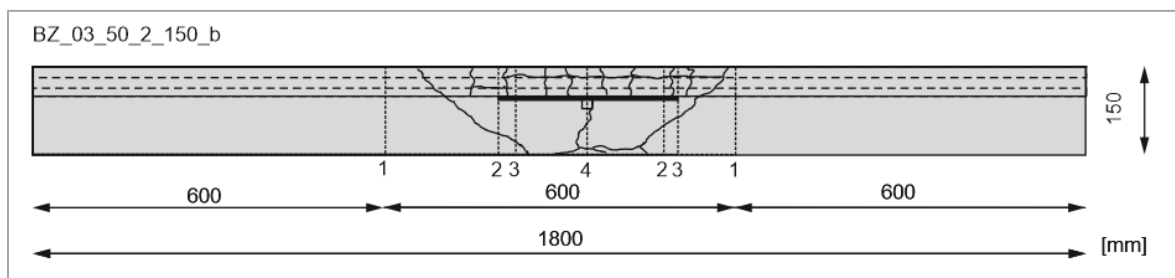


Figure 2: Example of a crack pattern in bendingtests under static load, 1 - bearing line, 2 – bond breaker, 3 - load line, 4 - beam centre.



Figure 2: CRC layer after failure (cracking of carbon reinforcement).

Cyclic bending tests (4-point) were carried out to simulate the continuously acting traffic loads in situ. The lower concrete was formed with a joint in the centre of the beam by inserting 20 mm wide XPS strips. The latter was held together with two road construction dowels to simulate the structure of a plain concrete pavement in situ. In accordance with the temperature gradients and traffic loads potentially occurring in practice, these tests were carried out at a top stress $\sigma_o = 3.40 \text{ N/mm}^2$ and a bottom stress $\sigma_u = 2.2 \text{ N/mm}^2$, which corresponded to a degree of utilisation of the carbon concrete of 61 %. The focus was on the crack-bridging capacity of the carbon concrete layer as well as the composite behaviour between the lower concrete and carbon concrete under cyclic loading. After 5 million load cycles, the number of cracks increased with increasing width of the bond breaker, while the crack width remained almost unchanged. Between 1 and 3 cracks occurred per beam, mostly within the area of the bond breaker between bottom and top concrete. The number of reinforcement layers and the thickness of the CRC layer, however, had an effect on the crack widths (0.1 - 0.3 mm) but not on the number of cracks. Furthermore, it was found that increasing the thickness of the CRC layer from 50 mm to 70 mm had only a subordinate effect on the crack widths. Parallel to the visual crack observations, the deformations in the relevant area of the cyclically loaded bending beams were monitored with strain gauges as well as changes in the stiffness as a result of degradation via ultrasonic time-of-flight measurements. The latter confirmed that the relative dynamic modulus of elasticity (RDME), which is decisive for the degradation, also changed in the carbon reinforced upper concrete as in conventional road concretes. The strain measurements in the centre of the beam using strain gauges showed that the cracks already appeared in the first 10,000 loading cycles. The crack widths of maximum 0.3 mm could be confirmed here. In the areas outside the cracks, strains or compressions of a maximum of 680 $\mu\text{m/m}$ were measured.

Following the cyclic loads, drill cores were taken from the pre-loaded beam centres and the practically unloaded beam edges for shear tests and adhesive tensile tests to evaluate the remaining bond. On the beams with bond breaker, the samples were taken directly next to the area with broken bond. In the shear tests, slightly lower residual shear strengths were found for bond joints with a short broken bond than for those with a longer bond separation. On the other hand, no influence of the cyclic load on the bond between the bottom and top concrete could be determined in the adhesive tensile tests, even after 5 million load cycles. In these tests, failure always occurred in the lower concrete. Even if the bonded joint should have experienced minor damage due to the cyclic preloading, as was occasionally indicated in the shear tests, it can be assumed that under the boundary conditions investigated here, no further delamination occurs even after high load cycles.

5 Supplementary studies on penetration behaviour towards liquid media

The penetration behaviour of the carbon reinforced concrete against water and de-icing salt solutions was investigated on the cyclically pre-loaded specimens. For this purpose, the water absorption (unpressurised) in cyclically preloaded as well as unloaded beam areas was determined using Karsten tubes. In addition, drill cores ($\varnothing 150 \text{ mm}$) were taken from both areas to determine the water penetration behaviour under pressure. Overall, it was shown that due to the degradation in the microstructure of the concrete as a result of the cyclic preloading, between 9 % and 31 % more water was absorbed than in the unloaded concrete. This effect was expected to be more pronounced in the thinner CRC layers (50 mm) than in the thicker layers (70 mm).

6 Conclusion

Although the investigations carried out here can at best be regarded as initial orientational studies on the use of carbon reinforced concrete for bridging joints in plain concrete pavements, which was also the intention, the results nevertheless indicate the basic feasibility of this alternative. By means of a carbon reinforcement (one to two layers) in about 50 to 70 mm top concrete layers, the joint movement in the CRC layer can be distributed into several cracks with widths between about 0.1 and 0.3 mm, i.e. in the same order of magnitude as with reinforced concrete roadway slabs, with a corresponding breaking of the bond on both sides of the joint in the lower concrete. It could also be shown that a delamination of the upper concrete from the lower concrete due to cyclic stresses beyond the targeted interruption of the bond is not to be feared in principle. While the findings obtained here are to be regarded as positive, further investigations are indispensable before this concept can be implemented in practice.

Inhalt

Abkürzungsverzeichnis	10
1 Problemstellung	11
2 Zielsetzung des Forschungsprojekts und Projektablauf	12
3 Theoretische Grundlagen (AP1)	14
3.1 Verwendung von textiler Bewehrung in Beton.....	14
3.1.1 Textile Bewehrung / Carbonbewehrung.....	14
3.2 Betonfahrbahndecken.....	21
3.2.1 Herstellung von Fahrbahndecken aus Beton.....	21
3.2.2 Beanspruchungen von Fahrbahndecken aus Beton.....	22
3.2.3 Fugenbewegungen.....	26
3.2.4 Betone für Fahrbahndecken.....	29
3.2.5 Einsatz von Carbonbewehrung in Betonen für Fahrbahndecken.....	30
3.2.6 Rissbreitenbeschränkung.....	30
3.3 Verbundverhalten Alt-/Unterbeton und dünn-schichtigem (textilbewehrtem) Aufbeton/Neubeton.....	31
3.3.1 Haftverbund zwischen Alt- und Aufbeton.....	31
3.3.2 Delamination von Zweischichtsystemen unter zyklischer Beanspruchung.....	32
3.4 Einbau von dünnen Betonschichten zur Instandsetzung von Verkehrsflächen.....	33
3.5 Instandsetzung mit dünn-schichtigen Belägen.....	34
4 Beton und textile Bewehrung	35
4.1 Beton.....	35
4.2 Textile Bewehrung.....	36
5 Laboruntersuchungen	38
5.1 Versuche zur Rissbildung und Rissentwicklung (AP2, RUB).....	38
5.1.1 Probekörper für die Versuche unter Zug- und Biegebeanspruchung.....	38
5.1.2 Durchführung zentrische Zugversuche.....	41
5.1.3 Auswertung zentrische Zugversuche zur Auswahl der textilen Bewehrung.....	42
5.1.4 Biegezugversuche.....	52
5.2 Orientierende Untersuchungen des Schwindverhaltens (AP2, RUB).....	59
5.2.1 Durchführung der Schwindversuche.....	59
5.2.2 Auswertung der Schwindversuche.....	60
5.3 Biegezugversuche am Verbundkörper unter statischer und zyklischer Belastung (AP3, RUB).....	63
5.3.1 Probekörper für die Biegezugversuche am Verbundkörper.....	63
5.3.2 Statische Biegezugversuche.....	68
5.3.3 Zyklische Biegezugversuche.....	77
5.3.4 Begleituntersuchungen an Bohrkernen.....	87
5.4 Zugversuche an Carbonbeton unter statischer und zyklischer Belastung (AP3, TUD).....	95
5.4.1 Ziel der Vorversuche.....	95
5.4.2 Herstellung der Prüfkörper.....	95
5.4.3 Abmessungen der statischen Prüfkörper.....	96
5.4.4 Messwertaufnahme der statischen Dehnzugkörper.....	97
5.4.5 Durchführung der statischen Dehnzugversuche.....	98
5.4.6 Auswertung der statischen Dehnzugversuche.....	99
5.4.7 Abmessung der zyklischen Prüfkörper.....	109
5.4.8 Zyklische Dehnzugversuche.....	110
5.4.9 Messwertaufnahme der zyklischen Dehnversuche.....	110
5.4.10 Durchführung der zyklischen Dehnzugversuche.....	111
5.4.11 Auswertung der statischen langen Dehnzugversuche.....	113
5.4.12 Auswertung der zyklischen Dehnzugversuche.....	117

5.5	Vergleich Zugversuche RUB und TUD.....	121
5.6	Eindringverhalten von Wasser bzw. Tausalzlösungen (AP4, RUB).....	123
5.6.1	Eindringverhalten von Wasser (Wasseraufnahme nach Karsten) (AP 3/4)	123
5.6.2	Eindringverhalten von Tausalzlösungen (AP 4/1).....	128
5.7	Abrasionswiderstand und Veränderung der Griffigkeit (AP4, RUB).....	131
5.7.1	Beurteilung des Verschleißwiderstandes des nicht zyklisch vorbelasteten / unbelasteten Aufbetons	132
5.7.2	Bewertung des Verschleißwiderstands an belasteten Verbundbalken	134
5.7.3	Veränderung der Rautiefe durch Frost-Tausalzbelastung	136
6	Zusammenfassung	138
7	Aussicht	142
8	Beschreibung der technischen Realisierung in der Praxis (AP 5)	143
	Literatur	145
	Tabellen	152
	Bilder	154
	Anhang	159
	Anlage	163

Abkürzungsverzeichnis

CRC	Carbon Reinforced Concrete (Carbonbeton)
DMS	Dehnmessstreifen
VBT	Verbundtrennung
RDEM	Relativer dynamischer E-Modul
IWA	Induktiver Wegaufnehmer
CDF	Capillary suction of deicing solution and freeze
TUD	Technische Universität Dresden
RUB	Ruhr-Universität Bochum

1 Problemstellung

Betonfahrbahndecken werden in Deutschland i. d. R. unbewehrt ausgeführt. Dabei wird zwischen einschichtigem Einbau (ein Beton über die gesamte Deckendicke) oder zweischichtigem Einbau (zwei unterschiedliche Betone für Unter- und Oberbeton) differenziert. In Verkehrsflächen werden Betone besonders stark beansprucht, da neben statisch-dynamischen Lasten aus Verkehr auch erhebliche thermische und hygri-sche Zwangsbeanspruchungen auf sie einwirken (BREITENBÜCHER & SIEVERING 2012). Damit sich infolge von behinderten Temperatur- und Schwindverformungen keine wilden Risse ausbilden, werden in Längs- und Querrichtung Fugen angeordnet. Zur Querkraftübertragung werden im Bereich von Querr-fugen Dübel, im Bereich von Längsfugen Anker eingebaut. Letztere um zusätzlich ein „Abwandern“ einzelner Plattenstreifen nach außen zu verhindern (BREITENBÜCHER & SIEVERING 2012). Die Fugen müssen abgedichtet werden, um ein Eindringen von Wasser in den Unterbau zu verhindern. Da solche Fugenab-dichtungen nur eine begrenzte Nutzungsdauer (rd. 6 bis 10 Jahre) haben, erfordern sie eine kontinuierliche Wartung und Instandhaltung, was einen hohen Unterhaltungsaufwand und massive Verkehrsbeeinträch-tigungen mit sich bringt. Somit stellen bei dieser Bauweise Fugen, ebenso wie Risse, eine maßgebliche Schwachstelle dar.

Fugenlose Konstruktionen haben als durchgehend bewehrte Betonfahrbahndecken (DBB) in anderen Län- dern und vereinzelt auch in Deutschland in der Praxis ein gutes Gebrauchsverhalten gezeigt. In der Regel wird die Längsbewehrung aus Korrosionsschutzgründen in Deckenmitte, also mit einer Betonüberdeckung von rund 10 cm, angeordnet. Damit kann die Stahlbewehrung zwar Zwangsspannungen aus gleichmäßigen Temperaturänderungen abtragen bzw. die Rissbreiten begrenzen, für den Fall von Temperatur- und/oder Feuchtgradienten ist die mittig eingelegte Stahlbewehrung jedoch wenig hilfreich (BREITENBÜCHER 2015). Bei der Begrenzung von Rissweiten muss zudem beachtet werden, dass die Wirksamkeit der Be- wehrung mit größer werdender Entfernung zum Bauteilrand abnimmt.

Eine Textilbewehrung auf Carbon- oder AR-Glasfaserbasis hat hier deutliche Vorteile, nicht zuletzt auf- grund ihres Korrosionswiderstands und einer vergleichsweise hohen (Zug-) Tragfähigkeit. Im vorliegenden Forschungsvorhaben war vorgesehen, solche textilen Bewehrungen nur in der Oberbetonschicht vorzuse- hen, die nachträglich auf eine bereits erhärtete Unterbetonplatte aufgebracht wird. Dies kann beispiels- weise im Zuge von Instandsetzungen erfolgen, bei denen lediglich der Oberbeton abgefräst und um eine Carbonbetonschicht von ca. 5 bis 7 cm ergänzt wird. In diesem Fall bleibt die eigentliche tragende Unter- betonschicht mit ihren Rissen und verdübelten Fugen erhalten (BREITENBÜCHER & SIEVERING 2012, BREITENBÜCHER 2015, BREITENBÜCHER & KUNZ 2014). Aber auch im Zuge von Neubauten ist es denkbar, eine solche obere textilbewehrte Schicht nachträglich auf den Unterbeton aufzubringen. Die tex- tilbewehrte Oberbetonschicht stellt dabei quasi eine Deckschicht („overlay“) dar, die fugenlos auf den Un- terbeton aufgebracht werden soll. Damit entfällt auch die Abdichtung und insbesondere die aufwändige Pflege der „Schwachstelle“ Fugen an der Betonoberfläche. Durch die hoch beanspruchbare, textile Beweh- rung stellt sich an der Oberfläche ein fein verteiltes Rissbild ein. Weiterhin kann die Bewehrung, aufgrund sehr guter Korrosionsbeständigkeit, entsprechend oberflächennah eingebaut werden. Infolge der nur klei- nen Rissbreiten wird das Eindringen von Feuchtigkeit und schädigenden Medien deutlich verringert, sodass die Gefahr evtl. auftretender Schädigungsvorgänge, wie z. B. Alkali-Kieselsäurereaktion im Unterbeton, minimiert wird. Durch den Einsatz einer oberflächennah angeordneten textilen Bewehrung könnte somit die Lebensdauer erhöht und eine insgesamt wirtschaftliche und robuste Betonbauweise realisiert werden. Maßgebend für den Erfolg einer solchen fugenlosen Bauweise sind ein ausreichender und dauerhafter Verbund zwischen Alt- bzw. Unter- und Aufbeton und eine wirksame Rissbreitenbeschränkung durch die Textilbewehrung (BREITENBÜCHER 2015).

2 Zielsetzung des Forschungsprojekts und Projektablauf

In diesem Forschungsvorhaben wird die Ausbildung eines textilbewehrten Aufbetons im Fugenbereich eingehend analysiert. Dabei werden primär die Verhältnisse im Zuge einer dünn-schichtigen Instandsetzung einer bestehenden Betonfahrbahndecke betrachtet. Das Hauptaugenmerk liegt dabei auf der Konstruktion der Überbauung und der Ausbildung im Fugenbereich. Im besonderen Fokus stehen dabei die Fragen:

- a) Wie muss die textile Bewehrung ausgelegt sein, um bei Bewegungen der Fugen im Unterbeton eine hinreichend feine Rissverteilung in der neuen Überbauschicht zu erzielen?
- b) Wie muss der Verbund im Fugenbereich ausgebildet werden, damit keine Ablösungen (Delamination) auftreten?

Das Untersuchungsprogramm, aus dem nachfolgend gesicherte Erkenntnisse zur Verwendung von textilbewehrtem Oberbeton als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen gewonnen werden können, wurde in sechs Arbeitspakete (AP) unterteilt.

AP 1: Literaturrecherche

Durch die einschlägige Literaturrecherche (siehe Kapitel 3) wurde sichergestellt, dass die Studien in diesem Projekt auf dem derzeit aktuellen Stand der Technik zu den relevanten Themenbereichen aufbauen. Themenschwerpunkte dabei waren:

- generelle Verwendung von textiler Bewehrung im Beton
- in Betonfahrbahndecken zu erwartende Fugenbewegungen einschließlich Verformungsgradienten infolge Temperatur- und Feuchteänderungen
- Rissbreitenbeschränkung und generelle Eignung von Straßenbetonen
- das Verbundverhalten von Unterbeton und dünn-schichtigem (textilbewehrtem) Aufbeton
- eventuelle Delamination von Zweischichtsystemen unter zyklischen Beanspruchungen und Verformungsgradienten
- Einbau von dünnen Betonschichten auf bestehenden und neuen Fahrbahndecken.

AP 2: Vorversuche zur Rissbildung/-entwicklung und zum Dehnungs- / Schwindverhalten

Um die Hauptversuche in den Arbeitspaketen 3 und 4 zielführend konzeptionieren zu können, wurde zunächst eine geeignete Bewehrung und einen darauf abgestimmten Beton für die textilbewehrte Betonschicht festgelegt und alle relevanten Frisch- und Festbetoneigenschaften bestimmt (siehe Kapitel 4.1). Zusätzlich wurde für die Verbundkörper in Arbeitspaket 3 der repräsentative Beton für die Unterbetonschicht definiert. Um notwendige Kenntnisse zur Rissbildung und -entwicklung zu erhalten wurden Zug- und Biegezugversuche an carbonbewehrten Probekörpern durchgeführt (siehe Kapitel 5.1). Zusätzlich erfolgte orientierend die Untersuchung des Dehnungsverhaltens und Gesamtschwindens (siehe Kapitel 5.2).

AP 3: Zug- und Biegezugversuche an Verbundkörpern

Die Zug- und Biegezugversuche an Verbundkörpern (statischer und zyklischer Belastung) und Zugversuche am Carbonbeton bei unterschiedlichen Temperaturen stellten die Hauptversuche des Projekts dar. In den durchgeführten Biegezugversuchen an Verbundkörpern unter statischer Beanspruchung sollte die Rissentwicklung in der Carbonbetonschicht im Verbund mit einem Unterbeton untersucht werden (siehe Kapitel 5.3.1 und 5.3.2).

Im Fokus der zyklischen Biegezugversuche an Verbundkörpern stand dabei die Untersuchung des Verbundverhaltens von Unter- und Carbonbeton unter zyklischer Belastung auf Gebrauchslastniveau, sowie das Rissüberbrückungsvermögen der Carbonbetonschicht (siehe Kapitel 5.3.1, 5.3.3 und 5.3.4).

Das Zugverhalten von Probekörpern aus Carbonbeton wurde in Kapitel 5.4 untersucht. Durch die Prüfung unter statischen und zyklischen Lasten sollten insbesondere die Rissbildung und die Risseigenschaften herausgearbeitet werden. Um Aussagen über den Einfluss der Umgebungstemperatur treffen zu können, wurden zudem Probekörper bei verschiedenen Temperaturen untersucht.

AP 4: Eindringverhalten von Wasser bzw. Tausalzlösungen, Abrasionswiderstand und Griffigkeit

Orientierend wurden Untersuchungen zum Eindringverhalten von Wasser bzw. Tausalzlösungen in carbonbewehrten Oberbeton durchgeführt. Ergänzend erfolgten Versuche zum Abrasionswiderstand und der Veränderung der Griffigkeit in Verbindung mit Frost-Tausalz-Wechselbelastung (siehe Kapitel 5.6 und 5.7).

AP 5: Erstellung Beschreibung zur technischen Realisierung in der Praxis

Basierend auf den gewonnenen Erkenntnissen aus den Arbeitspaketen 1 bis 4 wurde eine Beschreibung einer möglichen Realisierung in der Praxis erstellt (<). Unter Berücksichtigung der Wirtschaftlichkeit der Bauweise enthält diese neben Hinweisen zur Vorbereitung des Unterbetons, Kriterien für die Auswahl von Textil und Aufbeton sowie Verarbeitungshinweise. Bei Letzteren lag der Fokus insbesondere auf der Sicherstellung der Lagegenauigkeit des Textils, dem Einbringen und Verdichten des Aufbetons, einzuhalten den Betondeckungen und der Oberflächenbeschaffenheit des Betons. Außerdem enthält sie Angaben zur Position und Abmessungen von notwendigen Verbundtrennungen.

AP 6: Schlussbericht

Das vorliegende Dokument stellt den Schlussbericht dar.

3 Theoretische Grundlagen (AP1)

3.1 Verwendung von textiler Bewehrung in Beton

3.1.1 Textile Bewehrung / Carbonbewehrung

Allgemeines

Die Ausgangskomponenten des Carbonbetons sind eine Matrix aus (Fein-)Beton und eine textile Bewehrung aus Carbon. Ähnlich anderer Verbundbaustoffe wie Stahl- oder Faserbeton dient die textile Carbonbewehrung hauptsächlich der Kompensation der geringen Zugfestigkeit des Betons. Dennoch sind die aus dem Stahlbetonbau bekannten Bemessungsmodelle hinsichtlich der Tragfähigkeit aufgrund der abweichenden charakteristischen Material- und Verbundeigenschaften der unterschiedlichen Verbundbaustoffe nicht uneingeschränkt auf Carbonbeton übertragbar.

Die Basis textiler Bewehrungen bilden einzelne Fasern (Filamente) mit einem Durchmesser von wenigen Mikrometern. Allgemein lassen sich Fasermaterialien für die Verstärkung von Verbundbaustoffen in Natur- und Chemiefasern unterteilen (HALM 1993) Die faserspezifischen Eigenschaften können das Tragverhalten von Verbundwerkstoffen signifikant beeinflussen. Für textile Bewehrungen in Verbundbaustoffen eignen sich Fasermaterialien, die folgende Anforderungen erfüllen (CURBACH & CHERIF 2017).

- hohe Zugfestigkeit,
- hoher Elastizitätsmodul,
- ausreichend große Bruchdehnung,
- geringe Relaxation bei Dauerbeanspruchung,
- Dauerbeständigkeit im alkalischen Betonmilieu,
- geringe Kosten.

Neben Chemiefasern aus alkali-resistentem (AR-) Glas bieten Carbonfasern diese Eigenschaften weitestgehend und finden daher im konstruktiven Ingenieurbau die meiste Anwendung (SCHENKEL 1998). Bis zu tausend Einzelfilamente werden zu Multifilamentgarnen (Rovings) gebündelt, beschichtet oder getränkt und anschließend mit einem Nähfaden zu einer textilen Bewehrungsstruktur verbunden (OFFERMANN ET AL. 2001, OFFERMANN ET AL. 2004). Der prinzipielle Aufbau einer textilen Bewehrung ist in Bild 3 - 1 dargestellt.

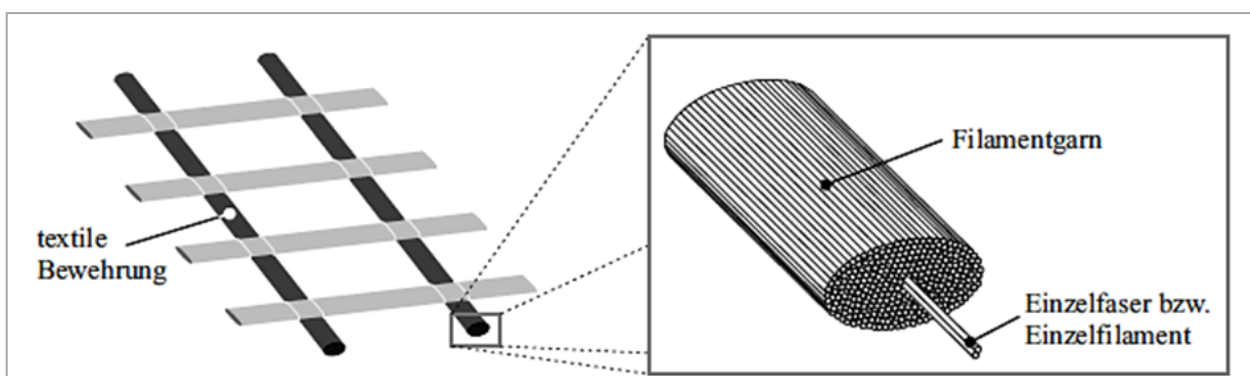


Bild 3 - 1: Prinzipieller Aufbau einer textilen Bewehrung (JESSE & CURBACH 2010).

Von der kleinsten makroskopischen Ebene (Filamente) bis hin zur Bewehrungsstruktur ergeben sich unterschiedliche Spannungs-Dehnungs-Beziehungen, welche qualitativ in Bild 3 - 2 dargestellt sind (OFFERMANN ET AL. 2001). Während sich die einzelnen Filamente bis zum Versagen annähernd linear elastisch verhalten, weichen die Rovings und die textile Bewehrungsstruktur zu Beginn der Belastung bis

kurz vor den Versagenszustand von einem linear elastischen Verhalten ab. Dies ist auf eine zeitlich ungleichmäßige Aktivierung der Einzelfilamente im Roving zurückzuführen. Während zu Beginn der Belastung einige Filamente bereits vollständig gestreckt sind, werden andere erst später aktiviert. Dadurch versagen die zu Beginn gestreckten Filamente eher, sodass die Steifigkeit sich reduziert, bis die folgenden Filamente reißen. Daraus resultiert eine geringere Tragfähigkeit der Rovings gegenüber den einzelnen Filamenten (DANIELS 1945, OFFERMANN ET AL. 2001). Bei der Verarbeitung der textilen Bewehrung führen unterschiedliche Faktoren wie Faserabrieb, Faseranstoß, Querpressung und Welligkeit, zu einer zusätzlichen Reduzierung der Festigkeit und Steifigkeit (OFFERMANN ET AL. 2001).

Durch das Beschichten oder Tränken der Fasern kann der Verbund der Einzelfasern im Roving und somit die Tragfähigkeit verbessert werden. Außerdem wird der Verbund zur Betonmatrix verstärkt. Zum Einsatz kommen dafür Epoxidharze, Styrol-Butadien oder Polystyrol (RAUPACH ET AL. 2006, SCHWARZ & EBELING 2017). Die Beschichtungs- bzw. Tränkungsmaterialien beeinflussen zusätzlich die Verarbeitbarkeit der Bewehrungsstruktur (GLOWANIA ET AL. 2009).

Im Folgenden werden die unterschiedlichen Einzelkomponenten einer textilen Bewehrung mit Schwerpunkt auf Carbonbewehrungen erläutert und die besonderen Eigenschaften einer textilen Carbonbewehrung im Vergleich zu anderen Bewehrungsarten dargestellt.

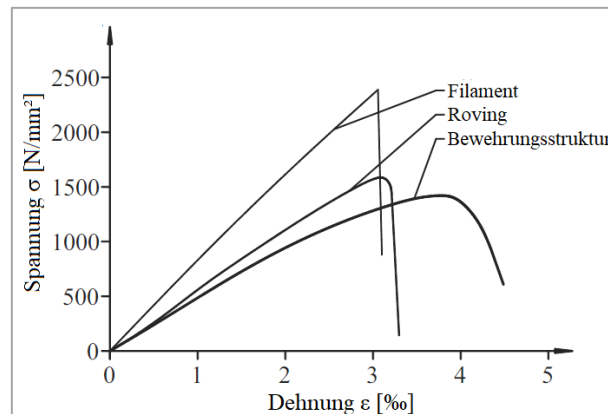


Bild 3 - 2: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Filament, Roving und Bewehrungsstruktur, nach (OFFERMANN ET AL. 2001).

Herstellung von Carbontextilien

Die Grundlage für textile Bewehrungsstrukturen aus Carbon bilden Endlosfilamente, die in einem mehrstufigen thermischen Prozess, i. d. R. aus dem synthetischen Polymer Polyacrylnitril (PAN) hergestellt werden. In Abhängigkeit der Prozesstemperatur sind die Steifigkeiten und Festigkeiten der Fasern einstellbar. Bild 3 - 3 stellt die Einteilung der Carbonfasern in Abhängigkeit der Zugfestigkeit und des E-Moduls dar (EHRENSTEIN 2006).

Hunderte bis tausende einzelner Endlosfilamente werden zu Multifilamentgarnen (Rovings) gebündelt (EHRENSTEIN 2006). In Bild 3 - 4 ist beispielhaft ein einzelnes Carbonfilament im Vergleich zu einem Roving aus Carbonfasern dargestellt. Für ein besseres Verbundverhalten werden die Rovings in den meisten Fällen zusätzlich getränkt. In Anlehnung an die Textilindustrie gibt die Feinheit Auskunft über die Anzahl der Einzelfilamente in einem Roving. Die Feinheit wird in Abhängigkeit des Gewichts des Filamentgarnes pro Länge in der Einheit $\text{tex} = 1 \text{ g/km}$ angegeben (CURBACH & ORTLEPP 2011).

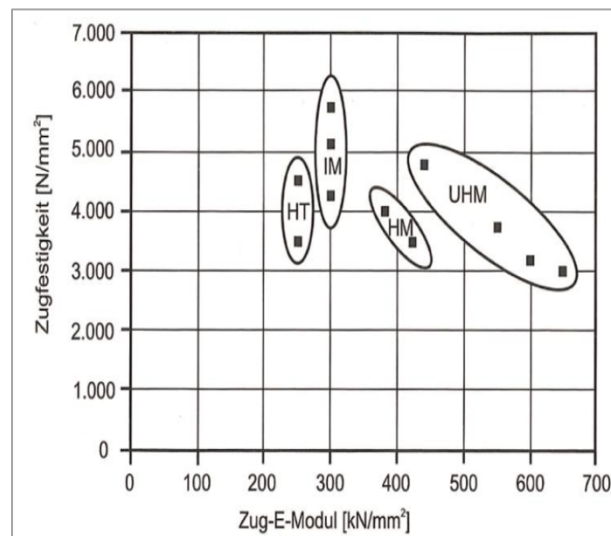


Bild 3 - 3: Carbonfasertypen nach Zugfestigkeit und E-Modul.
 HT – High Tenacity (hochfest), IM – Intermediate Modulus (mittelsteif), HM – High Modulus (hochsteif), UHM – Ultra High Modulus (ultra hochsteif) (EHRENSTEIN 2006).

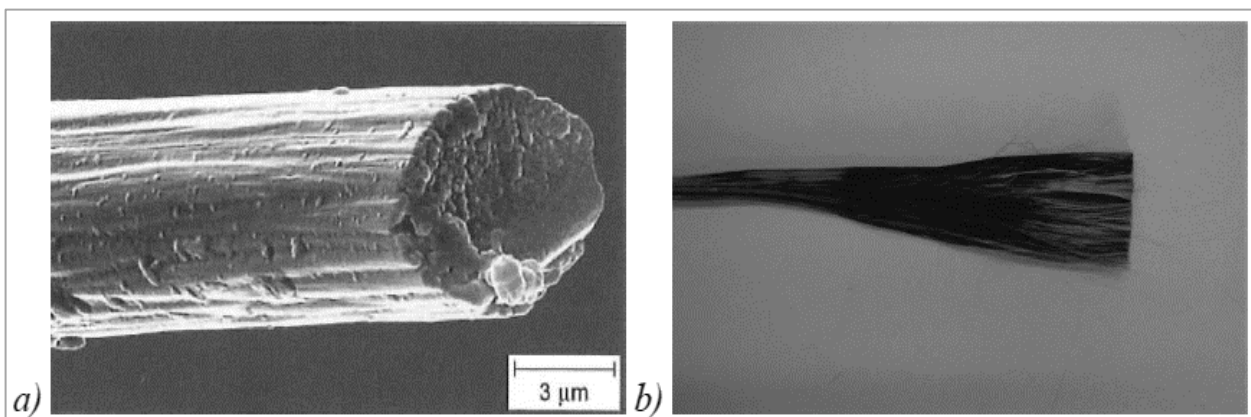


Bild 3 - 4: Darstellung a) Carbonfaser (REM-Aufnahme) und b) Roving aus Carbonfasern (EHRENSTEIN 2006).

Für einen wirtschaftlichen, lastorientierten Einsatz von Verbundwerkstoffen ist ein möglichst einfacher, la-
 gegerechter Einbau der Bewehrungsfasern erforderlich. Aus diesem Grund werden bei Textilbeton die Ein-
 zelfilamente zu Rovings gebündelt und anschließend zu textilen Bewehrungsstrukturen verarbeitet. In den
 meisten Fällen werden im Betonbau zweidimensionale (bi-) und multiaxiale Flächengelege verwendet
 (LORENZ 2014), siehe Bild 3 - 5. Biaxiale Gelege bestehen aus mehreren rechtwinklig zueinander verlau-
 fenden, übereinanderliegenden Rovings, den sogenannten Kett- (0°-Richtung, d.h. die Fäden spannen in
 Produktionsrichtung) und Schussfäden (90°-Richtung, Querrichtung des Geleges), welche maschinell
 durch Nähfäden verbunden werden. Je nach Anwendungsfall können bei multiaxialen Gelegen zusätzliche,
 lastorientierte Rovinglagen angeordnet werden (vgl. Bild 3 - 5b).

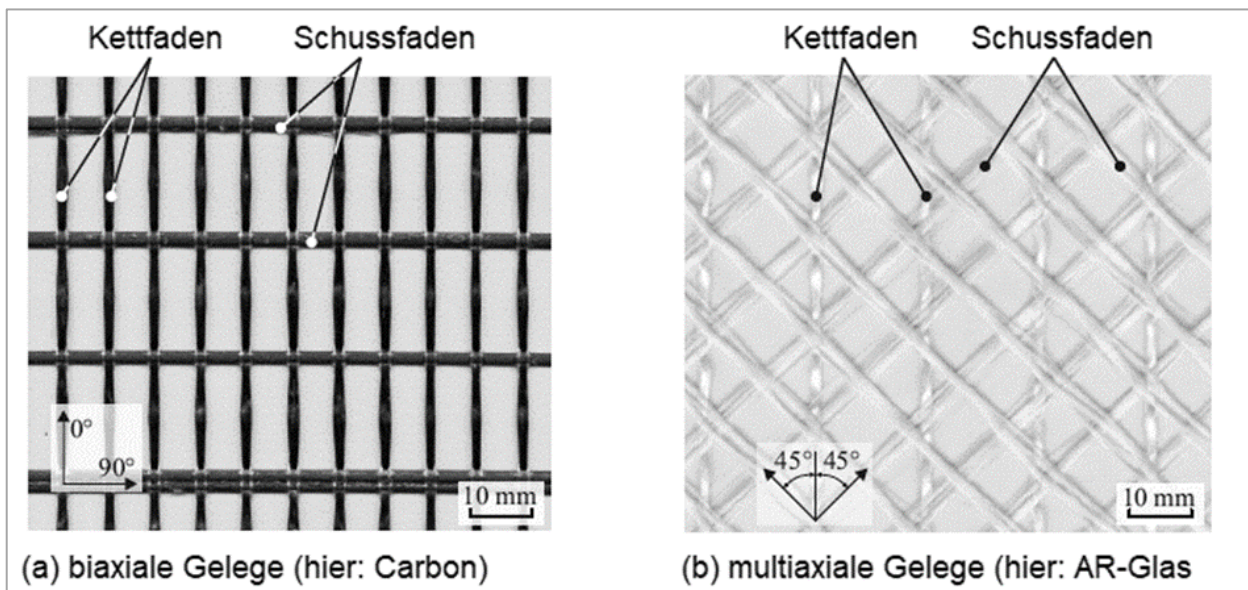


Bild 3 - 5: Beispiele zweidimensionaler textiler Strukturen (LORENZ 2014).

Eine gestreckte Ausrichtung der Rovings während der Herstellung und dem Einbau der Bewehrung minimiert die Spaltriss- und Delaminationsneigung und stellt das Erreichen der vollen Steifigkeit und Zugfestigkeit in der Betonmatrix sicher (JESSE 2004, KRÜGER 2004, OFFERMANN ET AL. 2001, ORTLEPP 2007). Für ausführlichere Informationen zu anderen Strukturtypen wie textilen Formbewehrungen oder dreidimensionalen Textilien, sowie den unterschiedlichen Bindungsarten und Herstellverfahren wird auf (CURBACH & ORTLEPP 2011), (CURBACH ET AL. 1998), (OFFERMANN ET AL. 2004), (KULAS 2013) sowie (JESSE & CURBACH 2010) verwiesen.

Eigenschaften

Neben den unterschiedlichen Carbonfasertypen existieren, wie bereits erläutert, zahlreiche Endlosfasern aus anderen Materialien. Aufgrund von hohen Kosten, unzureichenden mechanischen Eigenschaften oder ungenügender Dauerhaftigkeit ist nicht jeder Fasertyp für den konstruktiven Ingenieurbau geeignet. KULAS (2017) und KRÜGER (2004) geben einen Überblick über die wichtigsten Eigenschaften und Kennwerte der gängigsten Fasern (siehe Tab. 3 - 1). Zum Vergleich sind dort außerdem die Kennwerte von konventionellen Stahlfasern und Feinbeton (Beton mit max. Größtkorn von 4 mm) aufgelistet.

Besonders an Endlosfasern aus Carbon ist der im Verhältnis zu ihrer Länge wesentlich kleinerem Durchmesser. So sind Carbonfasern mit 5 bis 10 μm um bis zu zwei Größenordnungen dünner als Stahlfasern. Die Länge der Carbonfasern wird nur durch den Herstellungsprozess und die Lagerung (z. B. auf Rollen) begrenzt und ermöglicht somit eine zielgerichtete Anwendung. Als entscheidende Vorteile von Carbonbewehrung sei hier die hohe Zugfestigkeit, die hohe spezifische Steifigkeit (KRÜGER 2004), der hohe chemische Widerstand, die Beständigkeit im alkalischen Milieu und das geringe Eigengewicht genannt (KULAS 2017, VOSS 2008). Folglich weisen carbonbewehrte Bauteile eine signifikant höhere Dauerhaftigkeit auf, wobei die notwendige Betondeckung der Bewehrung auf wenige Millimeter begrenzt werden kann und somit Bauteile ohne nennenswerten Einfluss auf das Eigengewicht oder die Außenabmessungen instandgesetzt oder verstärkt werden können (JESSE 2004).

Ferner sind die geringe Kriechneigung, die hohe Temperaturbeständigkeit und eine gute elektrische Leitfähigkeit zu nennen (KRÜGER 2004).

Unter Einbezug der oben genannten Eigenschaften relativiert sich der vergleichsweise hohe Preis der Carbonfasern (VOSS 2008). Hinzu kommt, dass durch die geringere erforderliche Betondeckung die Transportkosten und die CO_2 -Emissionen aufgrund des geringeren Zementvolumens sinken (CURBACH & CHERIF 2017, KULAS 2013).

Besonders ist die im Vergleich zum Beton geringfügig negative, axiale Temperaturdehnzahl (LORENZ 2014). Außerdem ist die Bruchzähigkeit von Glas- oder Aramidfasern höher als bei Fasern aus Carbon. Hinsichtlich der Herstellung von textilen Bewehrungsstrukturen ist zusätzlich die Biege- und Querdruckempfindlichkeit der Carbonfasern zu berücksichtigen (KRÜGER 2004).

Fasermaterial	Durchmesser	Dichte	Zugfestigkeit	E-Modul	Bruchdehnung	Temperaturdehnzahl
	[μm]	[g/cm^3]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[%]	[10^{-6}K^{-1}]
Aramid	12	1,5	3400 bis 3600	80000 bis 188000	20 bis 40	axial: -2,0 bis -3,5 radial: 20 bis 70
E-Glas	9 bis 24	2,5 bis 2,6	3400 bis 3700	72.000 bis 77000	33 bis 48	4,8
AR-Glas	9 bis 24	2,7	1300 bis 2000	21000 bis 74000	20 bis 43	9,0
Stahl	300 bis 1500	7,9	400 bis 2600	210000	2 bis 20 (Fließgrenze)	12
Carbon	5 bis 10	1,8	2000 bis 6000	180000 bis 650000	3,5 bis 21	axial: -0,1 bis -1,3 radial: 10 bis 20
Feinbeton	-	2,2 bis 2,4	4,0	30000 bis 38000	0,02	10 bis 12

Tab. 3 - 1: Eigenschaften ausgewählter textiler Fasern und konventioneller Baustoffe nach (KRÜGER 2004) und (KULAS 2017).

Betonmatrix

Analog zum Stahlbeton ist der Mischungsentwurf des Carbonbetons (auch „Carbon Reinforced Concrete“, abgekürzt „CRC“) in Abhängigkeit der für den Verwendungszweck erforderlichen Zielgrößen Verarbeitbarkeit, Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit zu erstellen. Hinsichtlich der Geometrie des Carbontextils und des Anwendungsziels sind nach JESSE & CURBACH (2010), SCHLADITZ (2011) und LORENZ (2014) folgende Parameter aufeinander abzustimmen:

- Größtkorngeometrie,
- Konsistenz,
- Zusammenhaltevermögen,
- Verarbeitungszeit,
- Herstellungsverfahren.

Des Weiteren führen die o.g. Autoren eine gute Durchdringung und Benetzung der textilen Carbonbewehrung für einem gleichmäßigen und ausreichend wirksamen Verbund an. Bei Instandsetzungs- und Verstärkungsmaßnahmen ist ein hinreichendes Verbundverhalten zum Unterbeton zu gewährleisten. Als weitere Anforderungen nennen die Autoren ein möglichst niedriges Schwind- und Kriechmaß sowie eine ausreichende Frost- und Tausalzbeständigkeit bei der Anwendung im Außenbereich.

Ein maßgebender Parameter für die Mischungsberechnung von Carbonbeton ist laut LORENZ (2014) das

Größtkorn. Die maximale Korngröße muss bei textilen Bewehrungen auf folgende Parameter abgestimmt werden:

- Maschenweite der Textilbewehrung,
- Erforderliche Betondeckung,
- Mindestabstand der Textillagen.

I. d. R. sollte das Größtkorn ein Drittel der Maschenweite betragen, um eine Durchdringung der textilen Bewehrung zu gewährleisten. Für die Einhaltung dieser Parameter liegen die maximalen Korngrößen bisher i. d. R. mit 1 bis 4 mm gemäß DIN EN 206-1:2017-01 im Zementmörtelbereich. In der Fachliteratur werden diese Betonsysteme jedoch infolge der Konformität zu hochfestem Beton als Feinbeton bezeichnet (LORENZ 2014).

Aufgrund des relativ kleinen Größtkorns ergeben sich entsprechend hohe Bindemittelgehalte des Feinbetons. Dies führt zu erhöhten Kriech- und Schwindneigungen der Betonmatrix. Des Weiteren ergeben sich relativ geringe Wasser-Bindemittelwerte von 0,3 bis 0,4 (JESSE 2004), sodass für eine ausreichende Verarbeitbarkeit in den meisten Fällen betonverflüssigende Zusätze notwendig sind. Beispiele für geeignete Hochleistungsfließmittel sind Naphtalinsulfate (JESSE 2004) und Polycarboxylate (KRÜGER 2004). Für spezielle Anwendungsgebiete sind, aufgrund der gesetzlichen Vorgaben, hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit größere Korndurchmesser anzustreben. So müssen z. B. die für den Straßenbau geltenden Vorschriften an das Größtkorn, den w/z-Wert etc. eingehalten und dementsprechend angepasst werden.

Hergestellt werden können Bauteile aus geeigneten Betonen mit eingelegter Carbonbewehrung durch Laminieren, Spritzen oder Gießen (BRUCKERMANN 2007, FRENZEL ET AL. 2014, JESSE & CURBACH 2010, SCHÜTZE ET AL. 2015), wobei das Verfahren auf die Randbedingungen abgestimmt werden muss.

Tragverhalten von Carbonbeton

Grundlegend ähnelt das Tragverhalten von textilbewehrtem Beton unter Lastbeanspruchung in vielerlei Hinsicht dem von anderen Verbundwerkstoffen. Durch eine systematische Kombination der Materialeigenschaften von Beton und textiler Bewehrung kann der Verbundwerkstoff optimal eingesetzt werden. Während die Druckkräfte von dem Beton aufgenommen werden, kompensiert die Textilbewehrung die geringe Betontragfähigkeit bei Zug (JESSE 2004). Da sich die Filamente der Textile in ihrem Verhalten und ihrer Vielfalt deutlich von der bekannten Stahlbewehrung unterscheiden, sind neue Modelle und Kennwerte mithilfe diverser experimenteller Untersuchungen notwendig. Ferner zeichnet sich Textilbeton dadurch aus, beträchtlich stärker vom Verbundverhalten geprägt zu sein, so dass vor allem das Materialverhalten untereinander betrachtet wird.

Für nähere Informationen zum Tragverhalten wird auf (BANHOLZER & BRAMESHUBER 2001), (KULAS 2013), (KRÜGER 2004) und (JESSE 2004) verwiesen.

Unter einaxialer Zugbelastung ähnelt das Spannungs-Dehnungs-Verhalten von textilbewehrtem Beton stark dem von Stahlbeton. Die typischen Lastverformungsverhalten für beide Werkstoffe sind in Bild 3 - 6 dargestellt. Für ausführliche Erläuterungen wird auf (JESSE 2004), (JESSE & CURBACH 2010), (BRAMESHUBER & HINZEN 2011) und (HEGGER ET AL. 2004) verwiesen.

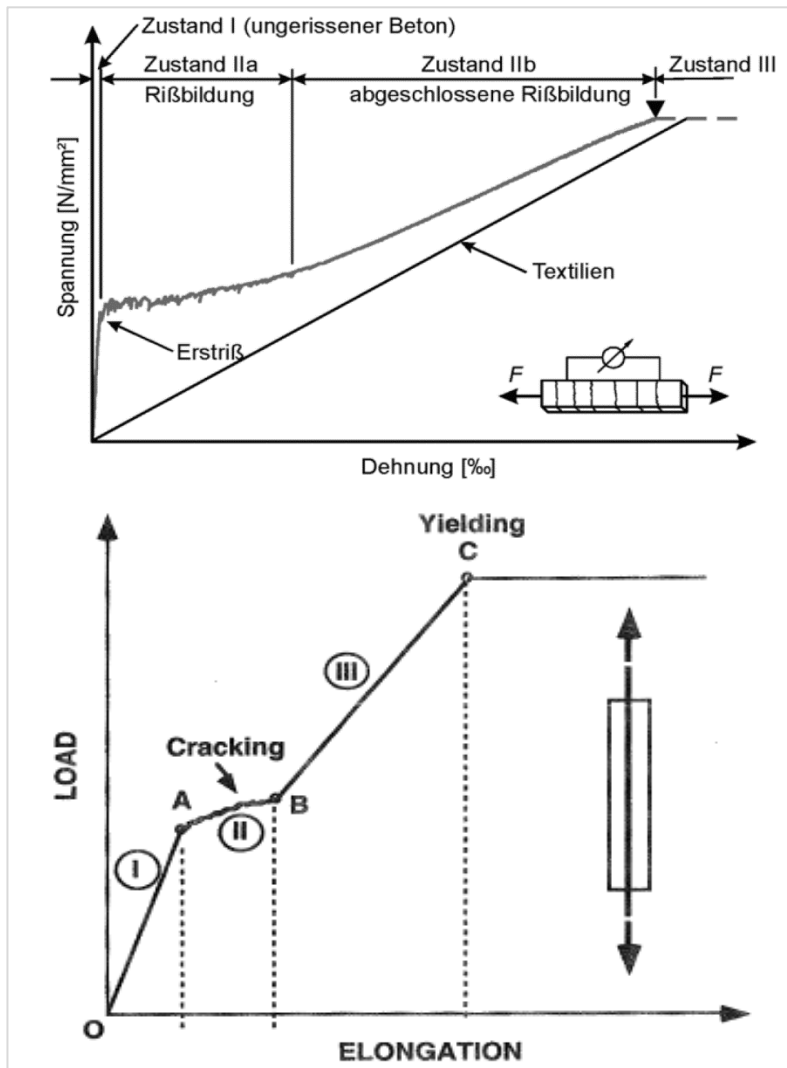


Bild 3 - 6 oben: Spannungs-Dehnungs-Linie textilbewehrter Betone (HEGGER ET AL. 2004), unten: Spannungs-Dehnungs-Linie stahlbewehrte Betone (JESSE 2004)

Als Besonderheit ist anzumerken, dass die spröde Carbonbewehrung keine plastische Kapazität aufweist, sodass sich kein plastischer Verformungszustand (Zustand III) wie bei Stahlbeton einstellt. Das endgültige Versagen des Bauteils findet ohne Vorankündigung statt.

Für das Tragverhalten und die Rissbildung ist der Verbund zwischen Carbon und Beton entscheidend. Dabei zeichnet sich ein guter Verbund dadurch aus, dass viele kleine Risse mit kurzen Rissabständen entstehen (ORTLEPP 2007). Textilbetone zeigen dabei durch die sehr große spezifische Oberfläche der Bewehrung eine gute Rissverteilung und geringe Rissabstände von bis zu wenigen Millimetern. Zudem schwächen die Querräden der Bewehrung den Querschnitt lokal, sodass durch ein herabgesetztes Lastniveau Erstrisse typischerweise im Bereich der Querräden auftreten (vgl. Bild 3 - 7). Detailliertere Ausführungen zur Rissbildung sind (JESSE 2004) zu entnehmen.

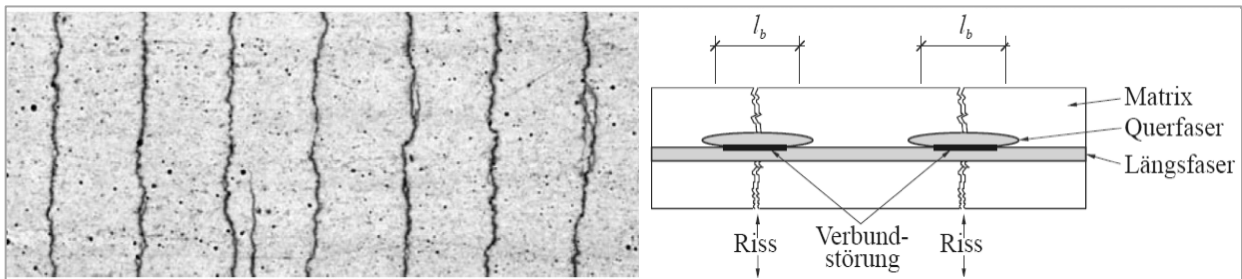


Bild 3 - 7: Links: reine primäre Rissbildung (JESSE 2004), rechts: Beeinflussung der Querfäden auf die Rissbildung (ORTLEPP 2007).

Grundsätzlich kennzeichnen vier unterschiedliche Versagensmechanismen das Verbundversagen und damit den Bruch des Bauteils (BANHOLZER 2004). Bei dem völligen Verbundverlust reißen die Filamente gar nicht, sondern werden vollständig aus der Matrix gezogen. Dies geschieht vor allem bei zu kurzen Einbindelängen. Im Gegenteil dazu reißen bei dem vollständigen Filamentversagen alle Filamente schlagartig und gleichzeitig. Werden die inneren Filamente zuerst aus dem Roving gezogen, handelt es sich um einen inneren Verbundverlust. Bei der Arbeit mit Textilbeton ist häufig das teleskopartige Versagen vorzufinden. Hierbei versagen zuerst die Randfasern, da diese durch den Verbund mit der Betonmatrix stärker beansprucht werden. Mit jeder versagenden Randfaser löst sich die Bewehrung vom umgebenden Beton, bis schließlich der Kern des Rovings ohne Verbund zur Betonmatrix herausgezogen wird.

Bei einem vorzeitigen ungeplanten Versagen sind oftmals Beton und Textil nicht korrekt aufeinander abgestimmt. Eine Problematik ist die Delamination. Hierbei sind das Gelege oder der Beton nicht optimal ausgewählt. Wenn die Maschenweite im Zusammenhang mit der Gesteinskörnung zu klein ist, entwickelt sich das Gelege zu einer Art Trennfuge, die den Beton in Schichten einteilt. Als Folge bricht die Betonmatrix in der Ebene der textilen Struktur, da das Gelege eine Schwachstelle darstellt.

Für weitere Erläuterungen zum Verbundverhalten und dessen Beeinflussung sei an dieser Stelle u. a. auf (JESSE 2004), (OHNO & HANNANT 1994), (KRÜGER 2004) und (MOLTER 2005) verwiesen.

3.2 Betonfahrbahndecken

3.2.1 Herstellung von Fahrbahndecken aus Beton

Sobald die Fahrbahndecke nach dem Einbau des Betons, was i.d.R. mit Gleitschalungsfertigern erfolgt, mit Schneidgeräten befahrbar ist, werden in diese Quer- und Längsfugen eingeschnitten. Gleichzeitig muss der Beton dann schon so fest sein, dass die Fugenkanten nicht ausbrechen. Die Fugen werden i.d.R. als Scheinfugen ausgebildet, d.h. sie dienen als Sollbruchstellen zur Vermeidung wilder Rissbildung. Der Fugenabstand sollte weniger als das 25-fache der Plattendicke betragen. Querscheinfugen werden i.d.R. mit einem Abstand von 5,00 m ausgebildet. Der Abstand der Längsscheinfugen wird auf die Breite der Fahrstreifen beziehungsweise auf die Fahrbahnmarkierung abgestimmt, wobei der Plattenrand nicht in der Rollspur liegen sollte. Der Fugenschnitt erfolgt oberhalb der zuvor eingebauten Dübel und Anker. Die Dübel sollen in Längsrichtung die Querkraftübertragung über die Fuge hinweg sicherstellen, die Anker zusätzlich ein Abwandern der äußeren Plattenstreifen in Querrichtung verhindern.

In den Fugen konzentrieren sich später die thermisch und hygrisch bedingten Eigenverformungen des jeweiligen Plattenabschnitts, die sowohl zu einer weiteren Öffnung als auch einer Verkleinerung des Fugenspalts führen können. Um ein Eindringen von Wasser und Schmutzpartikeln in die Fugen zu vermeiden, werden diese mit entsprechend verformbaren Fugenvergussmassen bzw. Fugenprofilen verschlossen. Diese Fugen müssen über die Nutzungsdauer fortlaufend gepflegt werden, um nachhaltig Schäden durch unter die Deckschicht gelangendes Wasser, Pumpeffekte oder Hohllagen zu vermeiden (EHRlich & HERSEL 2010, EISENMANN & LEYKAUF 2003).

3.2.2 Beanspruchungen von Fahrbahndecken aus Beton

Lastunabhängige Beanspruchungen

Die relevanten lastunabhängigen Beanspruchungen auf Fahrbahndecken sind im Wesentlichen auf thermische und / oder hygrische Veränderungen zurückzuführen. Da sich die damit einhergehenden Verformungen auch in Betonfahrbahndecken nicht unbehindert einstellen können, entstehen entsprechende lastunabhängige Zwangs- und Eigenspannungen. Dabei ist zwischen zentrischen Zwangsspannungen, Biegezwangsspannungen und Eigenspannungen zu differenzieren (Bild 3 - 8).

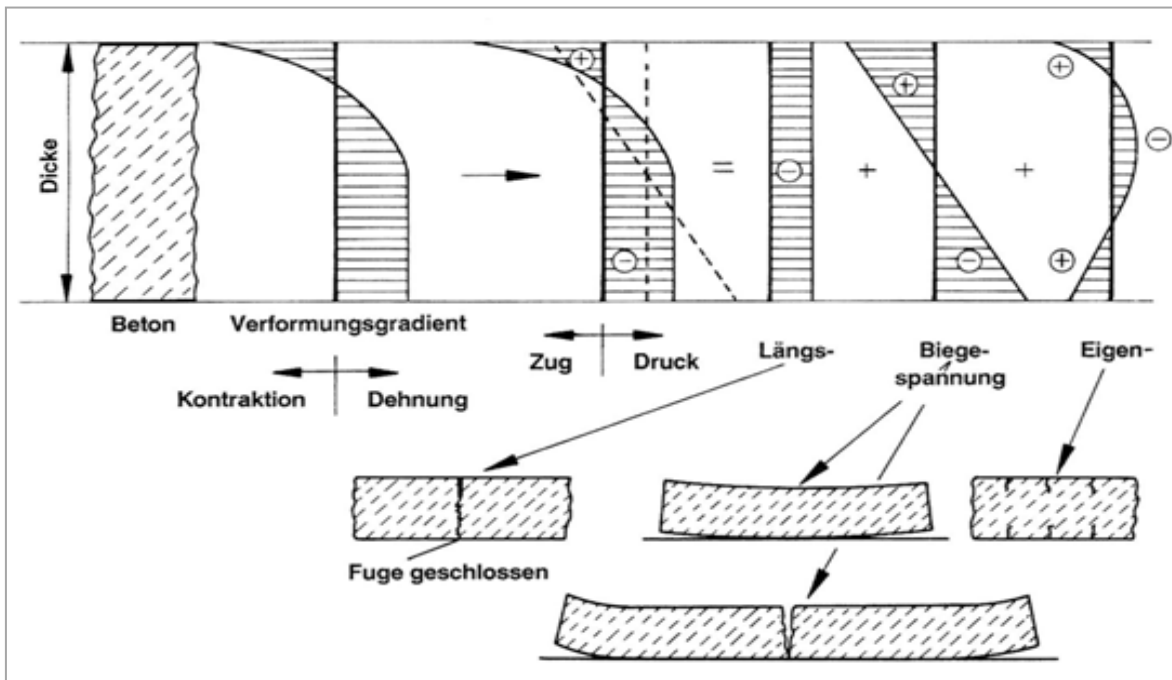


Bild 3 - 8: Spannungen und resultierende Risse in Betonplatten infolge eines negativen Temperaturgradienten bei Abkühlung der Oberfläche (SPRINGENSCHMID & FLEISCHER 1993).

Über den gesamten Plattenquerschnitt gleich große (konstante) Temperaturänderungen führen bei Verformungsbehinderung (hier infolge Reibung auf dem Untergrund) zu zentrischen Druck- oder Zugspannungen (SPRINGENSCHMID & FLEISCHER 1993). Überschreiten die Zugspannungen die Betonzugfestigkeit, stellen sich über den gesamten Querschnitt mit annähernd gleicher Breite Trennrissen ein. Im Fall einer über den Querschnitt linear veränderten Temperaturänderung möchte sich die Platte verwölben, dem entgegen steht das Eigengewicht. Die Folge sind linear verlaufende Biegespannungen mit jeweils Zugspannungen auf der „kalten“ Seite. Wird hier die Biegezugfestigkeit des Betons überschritten, führt dies zu Biegerissen mit der größten Breite wiederum auf der „kalten“ Seite. Im seltensten Fall stellt sich über den Querschnitt ein linearer Temperaturverlauf ein, vielmehr überlagern sich den beiden aufgezeigten Fällen noch nicht-lineare Temperaturanteile. Da sich aufgrund des Ebenbleibens der Querschnitte sich diese auch nicht so verformen können, stellen sich zusätzlich noch Eigenspannungen ein, die bei Abkühlung von den Oberflächen her dort zu Zugspannungen führen, im Innern sich hingegen Druckspannungen aufbauen. Wenn Erstere wiederum die Betonzugfestigkeit überschreiten, bilden sich an der Oberfläche meist netzartig ausgerichtete Risse, die jedoch nur wenig tief sind. Im Fall einer Austrocknung stellen sich dieselben Verhältnisse wie bei einer Abkühlung, bei Feuchtaufnahme wie bei einer Erwärmung ein. Eine maßgebende lastunabhängige Einwirkung dieser Art ist bei den meist 25 bis 30 cm dicken Fahrbahnplatten bereits die abfließende Hydratationswärme (Bild 3 - 9).

Bereits wenige Stunden nach dem Betoneinbau steigt die Temperatur infolge der freigesetzten Hydratationswärme in der Fahrbahnplatte an. Die damit einhergehenden Verformungen werden durch die Reibung der Platte auf der Tragschicht weitgehend behindert. Somit resultieren daraus Druckspannungen, die in diesem jungen Alter aufgrund des noch niedrigen, sich erst allmählich entwickelnden E-Moduls und der noch ausgeprägten Relaxation vergleichsweise gering bleiben. Das Temperaturmaximum wird in solchen

Bauteilen meist nach etwa 16 bis 24 Stunden erreicht. In der anschließenden Abkühlphase sind diese geringen Druckspannungen sehr rasch abgebaut, sodass ein spannungsfreier Zustand bereits wenige Grad unterhalb der Maximaltemperatur, der sog. „Nullspannungstemperatur“, erreicht ist. Die weitere Abkühlung führt dann umgekehrt zu Zugspannungen, die jetzt bei bereits angewachsenem E-Modul und reduzierter Relaxation bereits vergleichsweise hoch ausfallen. Die diesen Zwangs-Zugspannungen gegenüberstehende Betonzugfestigkeit ist in dem noch jungen Alter ebenfalls noch gering, sodass sich vielfach bereits nach 3 bis 7 Tagen durchgehende Trennrisse entwickeln können. Das Risiko einer solchen Rissbildung ist bei hohen Frischbetontemperaturen, d.h. im Sommer, besonders hoch.

Gleichzeitig werden hinsichtlich Rissbildung hier auch Temperaturgradienten über den Plattenquerschnitt im jungen Alter relevant. Wird der Beton kurz nach dem Einbau, z.B. durch Sonneneinstrahlung, zusätzlich einseitig von oben erwärmt und kühlt dieser in der folgenden Nacht – wiederum von der Oberseite – stark ab, so stellt sich ein äußerst ungünstiger Temperaturgradient ein, der dann bereits innerhalb des ersten Tages Biegerisse herbeiführen kann. Nach FOOS (2006) kann sich in diesem Fall während der Erwärmung ein positiver Temperaturgradienten von bis zu 0,8 K/cm aufbauen, in der Abkühlphase ein negativer Temperaturgradienten von bis zu -0,4 K/cm einstellen. Noch deutlich höhere Temperaturgradienten mit teilweise erheblichen nicht-linearen Anteilen können im Fall einer schlagartigen Abkühlung (z.B. plötzlicher Gewitterregen im Sommer, Taumittelbeaufschlagung auf vereister Fahrbahn, Entzug der Schmelzwärme aus der Betonrandzone im Winter) deutlich erhöhte Temperaturgradienten auftreten (BREITENBÜCHER ET AL. 2012, MÜLLER & GUSE 2005, SPRINGENSCHMID & FLEISCHER 1991).

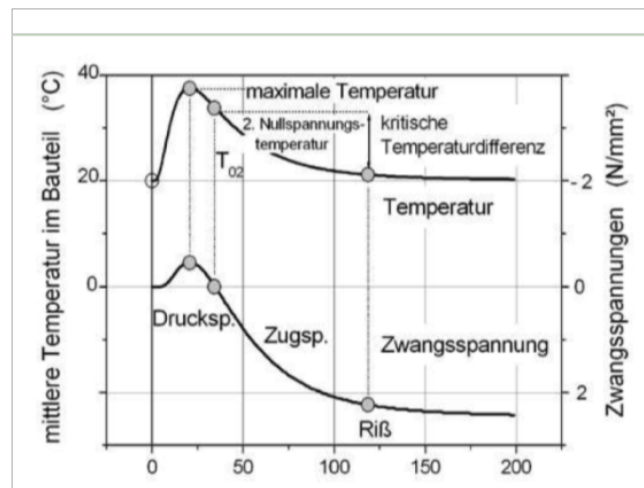


Bild 3 - 9: Temperaturverlauf und Entwicklung der Zwangsspannungen (VERBAND DEUTSCHER BETONINGENIEURE E.V. 2005).

Über längere Zeiträume betrachtet stellen sich in Betonfahrbahndecken neben den genannten Temperaturverformungen auch hygrysch bedingte Verformungen (Schwindverkürzungen) ein, die aufgrund der Verformungsbehinderung ebenfalls zu Zwangs- und Eigenspannungen und damit zu Rissen führen können. Schwinden findet nur im Zementstein statt, daher sind die Zementeigenschaften hierfür von besonderer Relevanz. In Untersuchungen von SPRINGENSCHMID ET AL. (1993) zeigte sich, dass in Deckenlosen, in denen Zemente mit hohem Alkaligehalt eingesetzt worden waren, Netz- oder Längsrisse in erhöhtem Maße festzustellen waren (Bild 3 - 10). Dies konnte auf höhere Schwindverformungen dieser Betone zurückgeführt werden. Dementsprechend wurde in den ZTV Beton-StB, Ausgabe 1993, das Na₂O-Äquivalent für Straßenbauzemente auf 1,0 M.-% begrenzt. (Zur Vermeidung von AKR ist dieser Kennwert nach den heutigen Regelungen auf 0,8 M.-% beschränkt (ZTV Beton-Stb 07)).

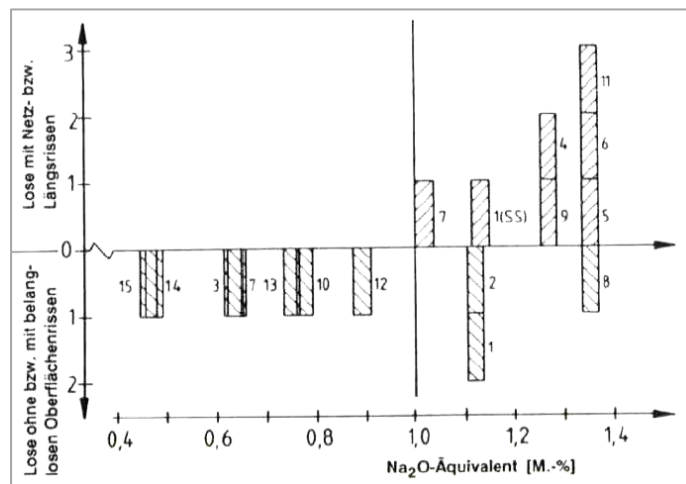


Bild 3 - 10: Deckenlose ohne bzw. mit Netz- oder Längsrissen in Abhängigkeit des Na₂O-Äquivalents (SPRINGENSCHMID ET AL. 1993).

Lastabhängige Beanspruchungen: Verkehr

Zusätzlich zu den lastunabhängigen Beanspruchungen sind Fahrbahndecken durch den überrollenden Verkehr auch statisch-dynamischen Einwirkungen ausgesetzt, die sich zyklisch millionenfach wiederholen. Diese Verkehrslasten erzeugen Biegezugspannungen, die mit dem Berechnungsschema von WESTERGAARD (1926) ermittelt werden können. Grundlage dieses Näherungsverfahrens ist die Bettungsmo-
dultheorie. Es ermöglicht das Abschätzen der Spannungen für die Lastfälle „Plattenmitte“, „Plattenrand“ und „Plattenecke“, unter Verwendung von Korrekturwerten:

Plattenmitte:

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

Plattenrand:

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

Plattenecke:

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

mit:

- h Dicke der Betondecke [mm]
- a $\sqrt{\frac{Q}{\pi * p}}$ = Belastungshalbkreismesser [mm]
- p Kontaktdruck [N/mm²]
- Q Radlast [N]
- b $\sqrt{1,6 * a^2 + h^2} - 0,675 * h$, für a < 1,724 * h [mm]
- b a, für a > 1,724 * h [mm]
- k Bettungsmodul [N/mm³]
- E Elastizitätsmodul des Betons [N/mm²]
- μ Querdehnzahl des Betons [-]

Für eine derzeit in Deutschland maximal zulässige Achslast von 11,5t ergeben sich in einer Betonfahrbahn-
decke mit 5,0 m Fugenabstand und der nach RStO für Bk 100 (RStO 12) vorgegebenen Plattendicke von
270 mm rein statisch gerechnet Biegespannungen am Plattenrand von rd. 1,2 N/mm² und in Plattenmitte
von rd. 1,1 N/mm² (SIEVERING 2012).

Dimensioniert werden Betonfahrbahnen entweder gemäß den „Richtlinien zur Standardisierung des Ober-
baus von Verkehrsflächen 12“ (RStO 12) oder gemäß den „Richtlinien für die rechnerische Dimensionie-
rung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen 09“ (RDO Beton 09). Nähere Informationen sind
den Richtlinien zu entnehmen.

Zyklische und dynamische Einwirkungen werden bei der Bemessung i.d.R. über multiplikative Beiwerte in
Höhe von 1,0 bis 1,5 berücksichtigt. Dabei werden die Beschaffenheit der Fahrbahn, die Dämpfungseigen-
schaften der Achsen, die Reifeneigenschaften und die Fahrzeuggeschwindigkeit einbezogen.

Fahrbahnunebenheiten, verbunden mit einer schwingenden Fahrzeugmasse, führen auch zu dynamischen
Beanspruchungen der Betonfahrbahn-
decke. Meist werden solche dynamischen Beanspruchungen bei der
Bemessung nicht separat berücksichtigt, da diese durch die Bettung der Betondecke sowie durch die
Masse und geringe Stützweite der Betonplatten stark gedämpft werden. Die Stoßbeanspruchungen werden
i.d.R. durch einen Pauschalen Zuschlag zur statischen Radlast ausreichend berücksichtigt (FOOS 2006).
In gleicher Weise werden auch zyklische Beanspruchungen aus den Überrollungen bei der Dimensionie-
rung pauschal mit angesetzt. Allerdings ist dabei zu beachten, dass durch zyklische Beanspruchungen das
Langzeitverhalten von Betonfahrbahn-
decken beeinflusst wird (BREITENBÜCHER & KUNZ 2014). Durch
die kontinuierlichen Überrollungen bilden sich – abhängig von der Höhe der Beanspruchung (Oberspan-
nung) – Mikrorisse im Betongefüge aus, die allmählich zu einer Degradation des Betons, insbesondere zu
einem Rückgang der Steifigkeit und der Festigkeit führen. Einschlägige Studien haben gezeigt, dass schon
wenige Millionen Lastwechsel zu Steifigkeitsabnahmen von 10 bis 15 % führen können (BREITENBÜCHER
& KUNZ 2014). Daraus kann sich eine verstärkte Alterung der Betonfahrbahn-
decke ergeben. Dabei ist zu
berücksichtigen, dass zyklische Beanspruchungen nicht nur aus den hochfrequenten Verkehrslasten ent-
stammen, sondern sich diesen auch sehr niederfrequente Zwangsspannungen aus täglichen / jahreszeitli-
chen Temperaturänderungen überlagern können (Bild 3 - 11).

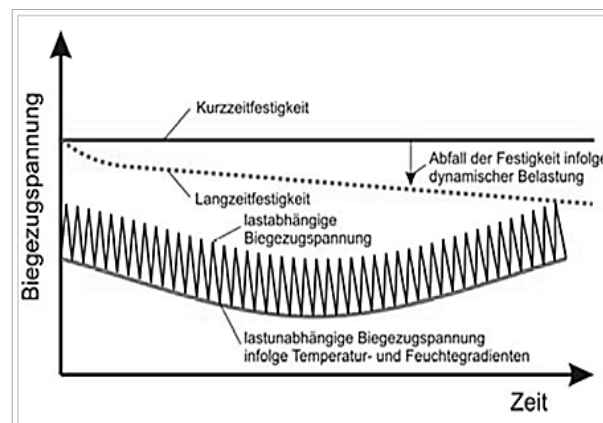


Bild 3 - 11: Überlagerung lastabhängiger und lastunabhängiger
Beanspruchungen auf Betonfahrbahn-
decken (BREI-
TENBÜCHER & KUNZ 2014).

Neben der Verminderung der Steifigkeit und Festigkeit geht mit der Degradation über die sich bildenden
Mikrorisse auch ein leichteres Eindringen von flüssigen Medien in das Betongefüge einher. Dies wird u.a.
bei einem externen Alkalieintrag hinsichtlich einer schädigenden AKR relevant (PRZONZIO ET AL.
2017). Weiterführende Erläuterungen zur Ermüdungsbeanspruchung von Beton sind in (BREITENBÜ-
CHER & IBUK 2006), (BREITENBÜCHER ET AL. 2012), (IBUK 2009), (HOHBERG 2004), (KESSLER-
KRAMER 2002), (OH 1986) und (ZHANG ET AL. 1996) zu finden.

Die Auswirkungen von dynamischen und zyklischen Beanspruchungen könnten in Zukunft zunehmend
mehr Bedeutung gewinnen, falls der Anteil an Schwerverkehr auch weiterhin stetig zunimmt.

3.2.3 Fugenbewegungen

Fugenbewegungen theoretisch

Ursache für Fugenbewegungen sind, hauptsächlich tages- und jahreszeitliche Temperaturänderungen. Da Schwindverformungen vor allem in eine Richtung verlaufen und nach einigen Jahren abgeklungen sind, spielen diese für Fugenbewegungen eine eher untergeordnete Rolle.

Die Temperaturverformungen werden zum einen durch die Höhe der Temperaturänderungen und zum anderen durch die Länge der Teilflächen, die an die jeweilige Fuge angrenzen, maßgebend beeinflusst. Dabei werden die Eigenverformungen durch die auftretende Reibung zwischen Untergrund und Betonplatte behindert, wobei diese Behinderung sich allmählich vom freien Rand her aufbaut. Dies führt zu teilweise beweglichen Endbereichen deren Länge (freie Länge L) sich nach (EISENMANN & LEYKAUF 2003) wie folgt berechnet:

$$L = \frac{\sigma_D}{\mu * \gamma} \quad \text{Gl. 3-4}$$

mit:

- σ_D maximale Zwangsspannung ($= \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E$) [kN/m²]
- α_T Wärmeausdehnungskoeffizient [K⁻¹]
- ΔT Temperaturänderung [K]
- E E-Modul [N/mm²]
- μ Reibungsbeiwert (für Erstverschiebungen von Betonfahrbahnplatten: rd. 1,5)
- γ Wichte des Betons [kN/m³]

Unter Beachtung der üblichen Betonkennwerte ($\alpha_T = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$, $E = 34.000 \text{ N/mm}^2$ und $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$) ergibt sich bereits bei einer Temperaturänderung von 1 K eine freie Länge von rd. 11 m, die die halbe Plattenlänge von 2,5 m deutlich überschreitet. Unter der Voraussetzung, dass alle Fugen gerissen sind, baut sich bei Abkühlung somit nie voller Zwang auf.

Bei den zu erwartenden, jahreszeitlichen Temperaturschwankungen von 35 K ($L = 400 \text{ m}$) stellt sich bei verdübelten Querscheinfugen und vernachlässigbarem Reibungseffekt (keine Verformungsbehinderung der Dübel in Längsrichtung) eine praktisch ungehinderte Öffnung der Fuge bei Abkühlung ein.

Dabei errechnet sich die Ist-Länge der Verformung des freien Plattenrandes (= halbe Länge der Teilflächen) nach (EISENMANN & LEYKAUF 2003) zu:

$$\Delta L = \frac{\alpha_T * \Delta T * L}{2} \quad \text{Gl. 3-5}$$

mit:

- $\alpha_T = 1,2 * 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ (Wärmeausdehnungskoeffizient)
- ΔT Temperaturänderung [K]
- L Länge der Teilfläche [m]

Die gesamte Fugenbewegung bildet sich aus der Summe der Verformungen von zwei freien Plattenrändern mit einer jeweiligen Ist-Länge vom 2,5 m.

Während der Sommermonate kann sich im Inneren von Betonfahrbahnen eine Temperatur von bis zu 45 °C einstellen und im Winter ist eine Abkühlung bis auf -15 °C möglich (DIN EN 13880-13:2003, DIN EN 14166-1:2004). Zusätzlich zu den thermische bedingten Fugenbewegungen überlagern sich Schwindverkürzungen der Betonplatte von etwa 0,3 ‰, wodurch bei 5 m langen Betonplatten zusätzliche Dehnungen in einer 8 mm Fuge von rd. 20 % auftreten. Dabei wirken sowohl Erwärmung als auch Abkühlung weitgehend gleichmäßig über den gesamten Querschnitt. Bild 3 - 12 zeigt den Einfluss der Temperatur auf die Fugenbewegung.

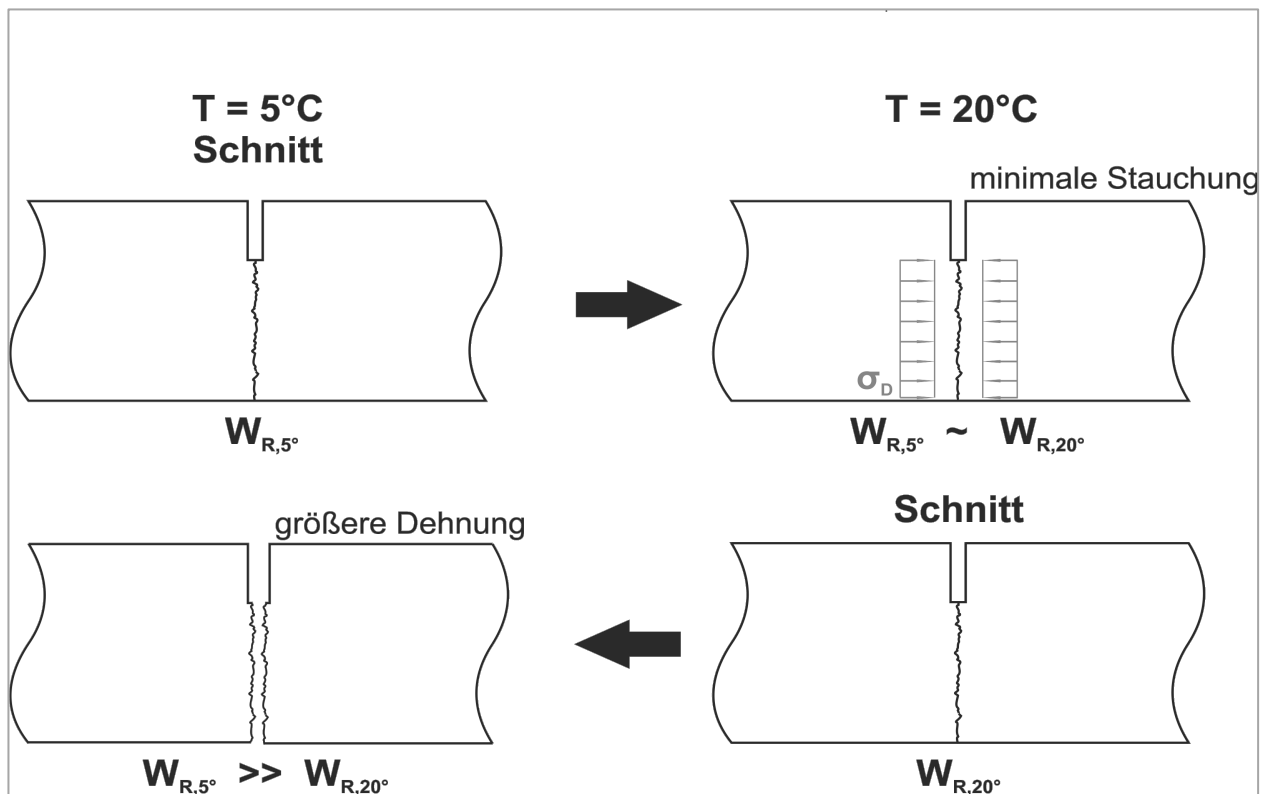


Bild 3 - 12: Einfluss der Temperatur auf die Fugenbewegung (BREITENBÜCHER ET AL. 2018).

Bei diesen theoretischen Betrachtungen zu Fugenbewegungen wird davon ausgegangen, dass jede Scheinfuge gerissen ist. In der Praxis tritt jedoch auch sogenanntes Paketreißen auf, bei dem mehrere Einzelfelder hintereinander nicht reißen (siehe Bild 3 - 13), wodurch sich die Verformungen entsprechend vergrößern.

Für über die Plattendicke sich gleichmäßig einstellende Fugenbewegungen sind insbesondere langfristige (jahreszeitliche) Temperatur- und Schwindverformungen relevant. Kurzfristige Temperaturänderungen (aus Tag/Nacht-Unterschieden) resultieren in Temperaturgradienten, die eher zu Verwölbungen führen, die jedoch durch die Dübel großteils verhindert werden. Für die Fugenverformungen sind diese eher untergeordnet.

Im Gegensatz zu den horizontalen Fugenbewegungen aus Temperaturänderungen und Schwinden bewirkt der überrollende Verkehr vertikale Fugenbewegungen, die je nach Unterlage sowie Wirksamkeit der Rissverzahnung in den Querscheinfugen und der Verdübelung in ihrer Größe variieren (EISENMANN & LEYKAUF 2003). In der Praxis sind diese Vertikalbewegungen meist kleiner als 1mm.

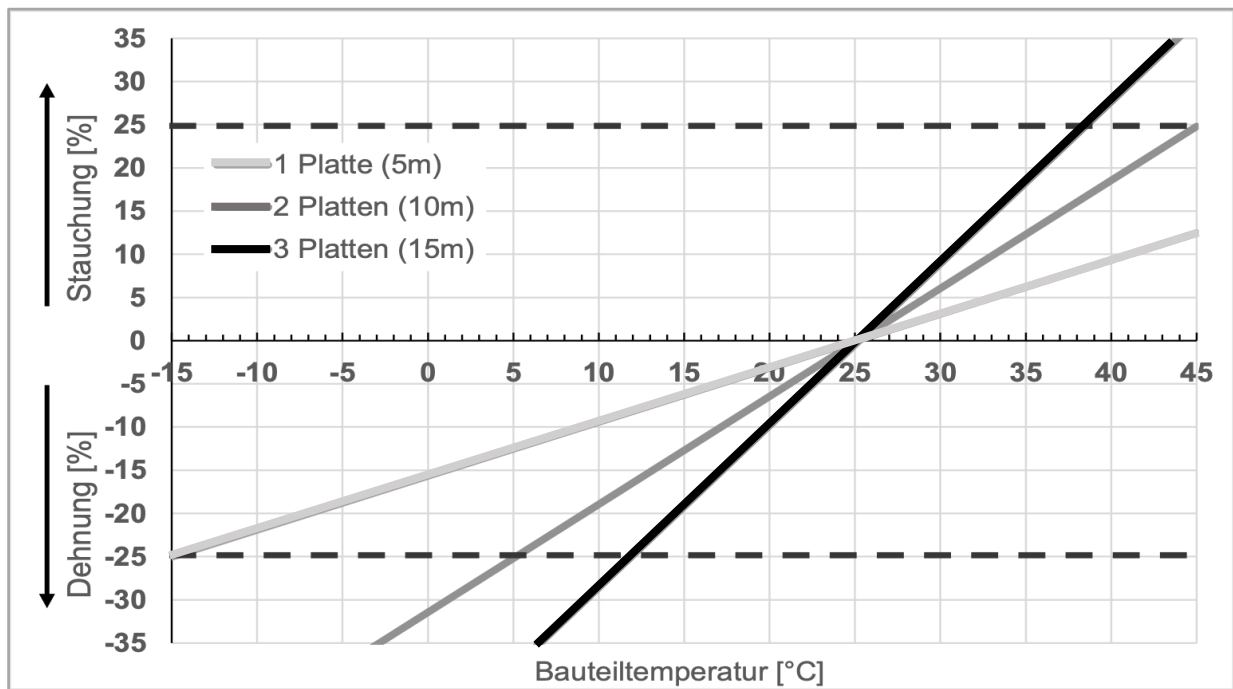


Bild 3 - 13: Dehnungen und Stauchungen von Fugenmassen infolge ungerissener Scheinfugen (Verguss bei 25°C, 8 mm Fugenspaltbreite) (BREITENBÜCHER ET AL. 2018).

Fugenöffnungsweiten in situ

Die vorangegangenen Betrachtungen beruhen auf theoretischen Überlegungen und Annahmen, welche von den Verhältnissen in situ abweichen können. So können u.a. der Wärmeausdehnkoeffizient je nach Betonausgangsstoffen und Betonzusammensetzung sowie der tatsächliche Reibbeiwert, abhängig vom Untergrund im konkreten Einzelfall deutlich von allgemeinen Rechenwerten abweichen.

Im Rahmen von Untersuchungen an diversen Versuchsstrecken und -aufbauten wurden sich tatsächlich einstellende Fugenbewegungen in situ ermittelt. HEAN & PARTL (2003) stellten an einer Versuchsstrecke im Zeitraum von 1995 bis 1998 bei 48°C Temperaturänderung Fugenbewegung der Platten zwischen 0,8 – 3,3 mm, in Bereichen mit Paketreißen bis zu 5,6 mm fest. In eigenen Untersuchungen (BREITENBÜCHER ET AL. 2017) wurden nach Fugeninstandsetzungen an älteren Fahrbahndecken bei Temperaturunterschieden von rd. 27 K Fugenbewegungen ebenfalls von rd. 2 bis 3 mm festgestellt (Bild 3 - 14). Dabei zeigte sich auch, dass zwischen Fugen mit Bewegungen in der genannten Größenordnung auch immer wieder ungerissene Fugen liegen, in denen sich trotz der großen Temperaturunterschiede nahezu keine Verformung in den Fugen eingestellt hatte.

BIRMANN (1992) zeigte darüber hinaus, dass die Fugenöffnungen im Laufe der Liegedauer gleichmäßiger werden, wobei er im Zeitraum von 1966 -1990 max. 2,4 mm Fugenöffnung verzeichnet.

Weiterhin wurden von ROßBACH (2005) und RECKNAGEL & HUTH (2012) an stahlfaserbewehrten Betonplatten mit einer Länge von 10 m und einer Fugenspaltbreite von 20 mm Fugenbewegungen in der Größenordnung von 2,3 bis 4,3 mm festgestellt.

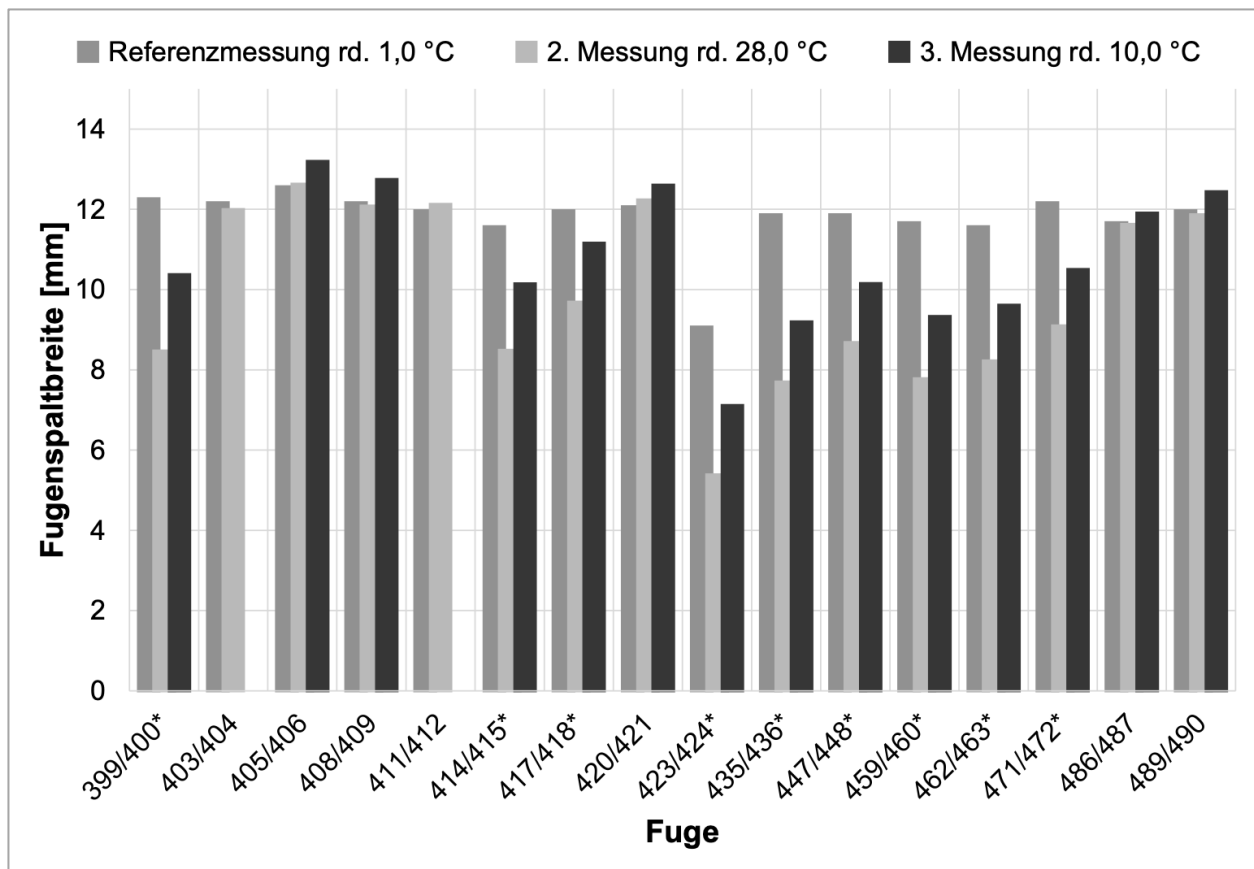


Bild 3 - 14: Fugenbewegungen in situ in Abhängigkeit der Umgebungstemperatur (BREITENBÜCHER ET AL. 2017).

3.2.4 Betone für Fahrbahndecken

Aufgrund der exponierten Lage und der Vielzahl von Einflüssen werden an „herkömmliche“ Betone für Betonfahrbahnen und damit auch an ihre Ausgangsstoffe hohe Anforderungen gestellt, die nach TL Beton-StB 07 geregelt und wie folgt zusammengefasst werden können:

- 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.

Im Allgemeinen finden Betone der Festigkeitsklasse C30/37 nach DIN EN 206-1:2013 Anwendung.

Als Regelbauweise wurde durch das ARS Nr. 5/2006 ein zweischichtiger Aufbau mit einem Oberbeton in Waschbetonbauweise eingeführt. Die Deckschichtdicke beträgt dabei bspw. für die Belastungsklasse Bk100 27 cm (bei Verwendung einer Hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT)) und wird durch die „Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen 12“ (RStO 12) in Abhängigkeit der Belastungsklasse und der Bauweise festgelegt oder alternativ nach RDO Beton 09 bemessen. Dabei sind nach TL Beton-StB 07 für den Oberbeton folgende Eckwerte zusätzlich zu den oben genannten Anforderungen einzuhalten:

- 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 von 0,2 mm nicht überschritten, Mikroluftporengehalt von 1,8 Vol.-% nicht unterschritten.

Für Ober- und Unterbeton (Größtkorn 22 mm) muss bislang derselbe Zement eingesetzt werden, wobei in der Regel Portlandzement CEM I der Festigkeitsklasse 32,5 R oder 42,5 N verwendet wird (EHRlich & HERSEL 2010). Der Einbau des Unterbetons erfolgt i. d. R. mit einer steifen Konsistenz C1, ohne den Einsatz verflüssigender Zusatzmittel. Des Weiteren gelten für die Gesteinskörnung die Anforderungen der TL Gestein-StB 04 (TL GESTEIN-StB 04 2004). Diese schreibt für den Oberbeton eine Gesteinskörnung mit erhöhtem Polierwiderstand und eine nicht AKR-sensitive Gesteinskörnung vor, aufgrund der direkten Beanspruchung aus Verkehr und Umwelteinflüssen vor (ARS Nr. 5/2006).

3.2.5 Einsatz von Carbonbewehrung in Betonen für Fahrbahndecken

Hinsichtlich der Verwendung von Bewehrungsmatten aus Carbonfasern in Beton bestehen im Allgemeinen keine Einschränkungen hinsichtlich der Zusammensetzung des Betons. Allerdings beschränken sich die Erfahrungen weitgehend auf Betone mit 4 mm Größtkorn. Betone mit 8 mm Größtkorn wurden bisher nur in Einzelfällen eingesetzt (u.a. BREITENBÜCHER & SCHULTE-SCHREPPING (2019)), zeigt in diesen aber eine grundsätzliche Eignung für die Verwendung in Carbonbeton. Wie in Kapitel 3.1.1 erläutert, ist allerdings jede Kombination von Carbonbewehrung und Beton gesondert hinsichtlich ihrer Verbundeigenschaften und des Tragverhaltens zu untersuchen, sodass eine allgemeingültige Aussage nicht zu treffen ist.

Grundsätzlich sind die in Kapitel 3.1.1 (Betonmatrix) erläuterten Grundsätze zur Konzeptionierung von Carbonbeton (z. B. Abstimmung von Größtkorn auf Maschenweite) einzuhalten.

Ferner ist anzumerken, dass der hohe Zementgehalt des Straßenbetons sich positiv auf das Verbundhalten von Beton und Bewehrung auswirken kann, da er die Umschließung der Carbonfasern mit Zementleim und so die Kraftweiterleitung positiv beeinflusst.

3.2.6 Rissbreitenbeschränkung

Die Beschränkung der Rissbreiten dient vornehmlich dazu, die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit der Betonfahrbahn zu gewährleisten. Neben dem Eindringen von Flüssigkeiten in die Konstruktion soll zusätzlich das Durchdringen der Konstruktion vermieden werden, um darunterliegenden Bodenschichten vor wassergefährdenden Stoffen zu schützen.

Je nach Alter des Betons unterscheiden sich die Ursachen für Risse. Im Frischbeton ist es eine rasche Volumenänderung in der oberflächennahen Betonschicht infolge Wasserentzug, der seinerseits durch geringe Luftfeuchte, Wind, Sonneneinstrahlung und ungünstige Temperaturen hervorgerufen wird. Im jungen bzw. erhärteten Beton hingegen sind Eigenspannungen, Zwang und äußere Belastung zu nennen, die Zugspannungen hervorrufen, bis die vorhandene Zugspannung des Betons überschritten ist bzw. dadurch hervorgerufene Dehnungen die aktuellen Zugbruchdehnungen überschreiten.

Von der Vielzahl möglicher Rissarten können im hier betrachteten Zusammenhang vor allem Trennrisse auf Grund zentrischen Zugs aus Temperatureinfluss und Biegerisse durch Verkehrsbelastung auftreten (ZEMENT-MERKBLATT BETONTECHNIK B18 (2014)).

Hinsichtlich der zulässigen Rissbreiten sind im hier betrachteten Anwendungsfall je nach relevantem Regelwerk unterschiedliche Anforderungen zu erfüllen. Zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit werden Betonfahrbahnen im Allgemeinen der Expositionsklasse XD3 (DIN EN 1992-1-1:2011-01) zugeordnet, wodurch

nach DIN EN 1992 -1-1:2011-01/NA eine maximale Rissbreite von 0,3 mm zulässig ist. Erweiternd dazu machen Rissbreiten $> 0,2$ mm nach ZTV-ING Teil 3 (2014) zusätzliche Maßnahmen zur Rissbreitenbegrenzung erforderlich. Daneben gibt die TL Beton-StB 07 für Betonfahrbahnen die Einhaltung der Expositionsklassen XF4, XM1 und XM2 vor, woraus sich jedoch keine Anforderungen für die Rissbreitenbegrenzung ergeben. Nach DIN EN 1992 – 3:2011-01/NA und BUMwS-Richtlinie (DAfStb WASSERGEFÄHRDENE STOFFE 2011) wird in Abhängigkeit vom auftretenden Druckgradienten, welcher das Verhältnis von Flüssigkeitsdruckhöhe zu Bauteildicke beschreibt, Rissbreiten von max. 0,1 – 0,2 mm gefordert. Anzumerken ist, dass auch bei Rissbreiten von 0,1 mm, in Abhängigkeit vom eindringenden Stoff und seiner Viskosität, oftmals eine Leckrate von 0 nicht sichergestellt werden kann (DAfStb WASSERGEFÄHRDENE STOFFE 2011).

3.3 Verbundverhalten Alt-/Unterbeton und dünnschichtigem (textilbewehrtem) Aufbeton/Neubeton

3.3.1 Haftverbund zwischen Alt- und Neubeton

Ein Überblick über die Vielzahl der Einflussfaktoren auf den Haftverbund (Adhäsion) zwischen unterschiedlichen Betonen wird in Bild 3 - 15 gegeben. Als Haupteinflussfaktoren lassen sich sowohl die mechanischen und rheologischen Eigenschaften der Betone im direkten Fugenbereich (horizontal) als auch die Oberflächenbeschaffenheit der Anschlussfläche herausarbeiten (REINECKE 2004, REINECKE 2005).

Bei Betrachtung der Anschlussfläche steht die Rautiefe im Vordergrund. Diese variiert je nach Herstellungsverfahren (Höchstdruckwasserstrahlen (HDW-Strahlen), Sandstrahlen, Fräsen, etc.), deren Intensität und Bearbeitungsdauer. Dabei führt der Abtrag der oberflächennahen Schichten mittels Sandstrahlen zu starken Schwankungen der Rautiefe, was sich wiederum in hohen Streuungen der Schubtragfähigkeit äußert. Höhere Schubtragfähigkeiten können hingegen durch HDW-Strahlen erreicht werden (MAINZ & ZILCH 2002).

Obwohl MAINZ & ZILCH (2002) mit zunehmender Oberflächenrauigkeit eine Steigerung der übertragbaren Schubspannung feststellen konnte, ist ein Fräsen von Nuten orthogonal zur Schubbeanspruchungen in diesem Zusammenhang nicht sinnvoll, da oberhalb einer Rautiefe von rund 1mm keine nennenswerte Steigerung der übertragbaren Schubbeanspruchung zu verzeichnen ist.

Aber auch gleichbleibende Rauheiten des Untergrundes können auf Grund von u.a. gesteinspezifischen Topographien unterhalb der messbaren Rauheit zu erheblich unterschiedlichen Haftzugfestigkeiten und somit Verbundeigenschaften führen. Hier rufen submikroskopische Rautiefen in einer Größenordnung von wenigen Nanometern Verzahnungseffekte hervor (RAUPACH & ORLOWSKY 2008).

BREITENBÜCHER ET AL. (2015) konnten zeigen, dass bei Betonstraßen der Feuchtezustand des Untergrunds zum Zeitpunkt der Betonage des Aufbetons nur von untergeordneter Bedeutung ist. Es kann davon ausgegangen werden, dass der Unterbeton ein so dichtes Gefüge aufweist, dass dem Aufbeton kaum Wasser entzogen und der Verbund so nicht beeinträchtigt wird. Im Allgemeinen ist anzumerken, dass grundsätzlich sowohl das Wasseraufnahmevermögen als auch die Wassermenge in der Verbundzone einen Einfluss auf den Haftverbund der Schichten haben. Bei Betonen mit höheren Festigkeiten und geringer ausgeprägtem Kapillarporensystem bleibt bei gleicher aufgebracht Wasseremenge mehr Wasser, in Form von Wasserpfützen oder einem durchgehenden Feuchtefilm, auf der Anschlussfläche zurück. So kann der Zementleim der Aufbetonschicht nicht in die Oberflächenporen des Unterbetons eindringen und somit auch keine mechanische Verzahnung und in der Folge einen weitgehend monolithischen Verbund aufbauen. Zudem bewirkt zurückbleibendes Wasser eine lokale Erhöhung des w/z -Wertes, was die Betondruckfestigkeit herabsetzt. BROCKMANN (1973) empfiehlt die Oberfläche der Unterbetonschicht nach intensiver Feuchtebehandlung (z. B. HDW-Strahlen, Reinigen) abtrocknen zu lassen, bevor der Aufbeton aufgebracht wird.



Bild 3 - 15: Schematische Darstellung wichtiger Einflussgrößen für den Haftverbund (MÜLLER 2009).

Hinsichtlich der verwendeten Betone ist seitens des Unterbetons vor allem sein Gefüge, wie oben beschrieben, entscheidend. Beim Aufbeton beeinflussen seine Verarbeitungs- und somit die Benetzungseigenschaften, welche durch die rheologischen Eigenschaften charakterisiert werden, maßgeblich den Verbund der Betonschichten (MÜLLER 2009). Daneben entstehen in der Grenzzone Zwangsspannungen z. B. infolge von Temperatur- und Schwindeinflüssen, welche durch das Verformungsvermögen des Aufbetons bestimmt werden.

Ferner entstehen durch Bauteilbeanspruchungen und die Lage der Verbundfuge unterschiedliche Spannungsverhältnisse (Zug, Druck), welche sich auf die Dauerhaftigkeit des Verbundes auswirken (LENZ 2012). Außerdem konnten BREITENBÜCHER ET AL. (2015) zeigen, dass der Einsatz von Haftbrücken auf dem Untergrund einer präzisen Planung und Durchführung der Herstellungsabläufe bedarf. Durch eine nicht frisch-in-frische Verarbeitung von Haftbrücke und Aufbeton kann der Haftverbund gemindert werden.

Weitere Erläuterungen sind u.a. BEUSHAUSEN ET AL. 2005, LENZ 2012, REINECKE 2004 und REINECKE 2005 zu entnehmen.

3.3.2 Delamination von Zweischichtsystemen unter zyklischer Beanspruchung

Wie in Kapitel 3.2.2 beschrieben, wirken sich Zwangsspannungen infolge Belastungen (hier: dynamische bzw. zyklische Belastungen infolge überlagerter Spannungen aus thermischen und hygrischen Einflüssen und der Verkehrsbeanspruchung) auf den Verbund zwischen Alt- und Aufbeton aus. Dabei treten sowohl Belastungen horizontal als auch senkrecht zur Verbundfuge auf.

Eine Delamination der Verbundfuge beschreibt dabei das Versagen der Verbundfuge durch Überwindung der Schubtragfähigkeit und kann auch als Spaltriss betrachtet werden. Die Schubtragfähigkeit setzt sich im

Wesentlichen zusammen aus einem Adhäsionstraganteil (Haftverbundtraganteil, inkl. Kohäsionsverbundtraganteil), Kornverzahnungstraganteil, Reibungstraganteil und ggf. Bewehrungstraganteil. Alle Traganteile stehen dabei in direkter oder indirekter Abhängigkeit zur Fugenverschiebung bzw. Belastungssituation. Reversibel sind relative Verformungen der Fugenufer zueinander nur, falls sämtliche Traganteile entsprechend der Belastung noch elastisches Materialverhalten aufweisen. Wird der Haftverbund an einer Stelle der Verbundfuge überwunden, stellt sich eine Bruchfläche ein, deren Geometrie u.a. von der Gesteinskörnungsfestigkeit, Gesteinskörnungsform, Betondruckfestigkeit usw. abhängig ist. Bei entsprechender Bruchgeometrie sind eine Verzahnung der Bruchufer und eine Tragfähigkeit der Verbundfuge über den Verlust des Haftverbundes hinaus möglich (LENZ 2012).

Unter zyklischer Belastung versagt der Verbund in der Fuge zunächst an der Stelle bzw. in den Bereichen mit der ungünstigsten Kombination aus auftretenden Spannungen und Verbundeigenschaften. Mit den nachfolgenden Belastungszyklen wird durch rissinterne Reibung die Zementmatrix an den Rissufern mechanisch zerstört (vgl. Bild 3 - 16, WALRAVEN ET AL. 1987). Daneben geht mit der zyklischen Belastung ein Steifigkeits- und Festigkeitsverlust durch Mikrorissbildung einher, sodass der Verbund weiter geschwächt werden kann (HOHBERG 2004). Mit anhaltender zyklischer Belastung kann so ein Versagen in der Verbundfuge weiter fortschreiten und zu einer Delamination von Alt- und Aufbeton führen.

Ferner ist von mehr oder weniger unterschiedlichem Dehnungs- und Tragverhalten von Alt- und Aufbeton auszugehen, da die Betone sich in ihrer Zusammensetzung (Zementgehalt, w/z-Wert, Gesteinskörnung usw.) und Ausbildung (gefugter unbewehrter Unterbeton und durchgehend bewehrter Aufbeton) unterscheiden (BREITENBÜCHER & KUNZ 2014). Dies kann seinerseits den Verbund zwischen den Betonschichten und das Fortschreiten der Schädigung beeinflussen.

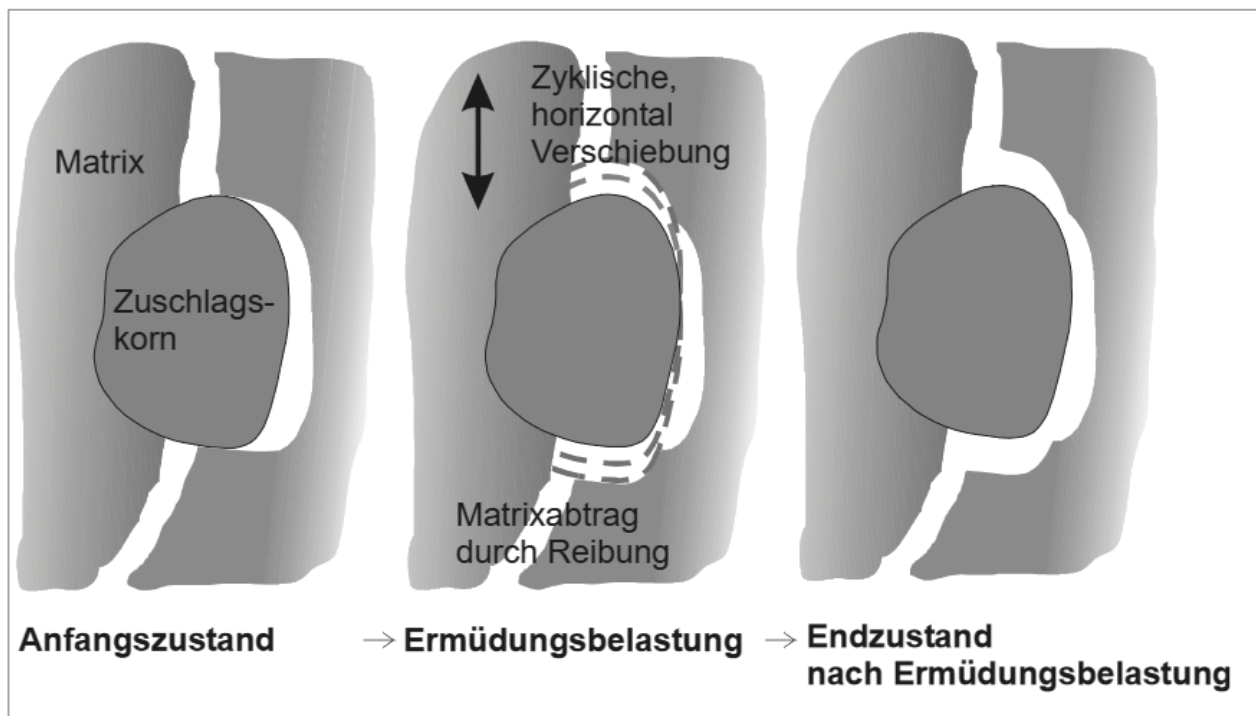


Bild 3 - 16: Rissinterne Reibung als Zerstörungsmechanismus (HOHBERG 2004).

3.4 Einbau von dünnen Betonschichten zur Instandsetzung von Verkehrsflächen

Ziel der baulichen Erhaltung von Verkehrsflächen ist es über die gesamte Nutzungsdauer, die Leistungsfähigkeit, Verkehrssicherheit, den Fahrkomfort und die wirtschaftliche Substanz zu gewährleisten. Im Wesentlichen sind hierzu folgende Vorschriften, Richtlinien und Merkblätter zu beachten:

- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen – Betonbauweisen (ZTV BEB-StB 02),
- Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische zur baulichen Erhaltung von Fahrbahndecken aus Beton (TL BEB-StB 15),
- Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (TL Beton-StB 07),
- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton (ZTV Beton-StB 07),
- Technische Lieferbedingungen für Fugenfüllstoffe in Verkehrsflächen (TL Fug-StB 15),
- Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen (ZTV Fug-StB 15),
- Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Verkehrsflächen aus Beton (M OB 09),
- Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Ausgabe 2009 (M BEB 09),
- Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12).

Unterschieden wird zwischen Instandhaltungs- und Instandsetzungsmaßnahmen sowie Erneuerung. In ihrem Umfang nehmen diese in Reihenfolge der Aufzählung im Aufwand der Arbeiten von kleineren Reparaturen (z. B. Ausbessern von Fugenfüllungen) bis hin zum Austausch der Betonfahrbahndecke (ZTV BEB-STB 02) zu. Eine Übersicht über verschiedene Reparaturmethoden geben WERNER & HERMANN (1997). Alternativ zu klassischen Instandsetzungsverfahren (PFEIFER 1992, SCHMIDT 2004, SCHMIDT & TEICHMANN 2005) bietet es sich an nur die schadhafte obere Schichten der Betondecke zu entfernen und die neu entstandene Oberfläche als Untergrund für dünn-schichtige Instandsetzungssysteme zu nutzen.

3.5 Instandsetzung mit dünn-schichtigen Belägen

Vorwiegend im Ausland bekannte Sanierungsmethoden stellen das „Whitetopping“ (DBA für „Dünne Betonschicht auf Asphalt“) (EID 2012, EID & FREUDENSTEIN 2012, RIFFEL 2009) und das „Blacktopping“ (DAB für „Dünne Asphalt-schicht auf Beton“) (EHRlich & HERSEL 2010, HERSEL ET AL. 2012, KAMPEN 2017) dar. Beide Methoden sehen einen kombinierten Einsatz von Asphalt- und Betonschichten vor, auf den in Deutschland laut dem „Merkblatt für die Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton“ (M BEB 09) für Instandhaltung bzw. Instandsetzung möglichst verzichtet werden soll. Eine dauerhafte Instandsetzung sei nur mit einer Betondecke in reiner Betonbauweise zu erreichen. Eine solche Sanierungsmethode ist die Neue Österreichische Betondeckeninstandsetzungsmethode („NÖBI“-Bauweise). Im Rahmen von Pilotprojekten wurden bestehende beschädigte Betonfahrbahnen nach dem Abfräsen und weiteren vorbereitenden Arbeiten durch Aufbringen eines neuen dünn-schichtigen gefugten und unbewehrten Oberbetons wiederhergestellt. Schäden sind bisher nicht aufgetreten (SPALT 2012).

Die gleiche theoretische Ausgangssituation von Betonfahrbahnen, bei denen nur die oberflächennahe Schicht beschädigt ist, wurde auch in einem Projekt im Labormaßstab betrachtet (BREITENBÜCHER ET AL. 2015). Im Fokus stand die Betrachtung des Verbundverhaltens von Alt- und Aufbeton unter den Beanspruchungen einer Fahrbahndecke (zyklische Verkehrsbelastung, Frost-Tausalz-Beanspruchung) als maßgebender Faktor für den Erfolg einer solchen Instandsetzungsmethode. Dabei wurde u.a. die Art der Vorbehandlung der Anschlussfläche und die Notwendigkeit einer Haftbrücke einbezogen (vgl. Kapitel 3.3.1).

4 Beton und textile Bewehrung

4.1 Beton

Auf Basis der in den Kapiteln 3.2.4 und 3.4 erläuterten Eckpunkten zur Konzeption und Anforderungen an den in der Instandsetzungsschicht verwendeten Beton wurde ein Beton entwickelt, welcher die Anforderungen der TL Beton-StB 07 (Belastungsklassen Bk100 bis Bk1,8) erfüllt.

Gegenüber klassischen Straßenbetonen ist für den Beton der textiltbewehrten Schicht (auch „Carbon Reinforced Concrete“, hier abgekürzt „CRC“) ggf. eine Modifizierung hinsichtlich Größtkorn und Kornzusammensetzung in Abstimmung mit der Maschenweite des Textils (siehe Kapitel 3.1.1, Betonmatrix) und der Dicke der Instandsetzungsschicht erforderlich. In Folge wird ein Beton mit einem Größtkorn von 8 mm gewählt. Da aus Lärmschutz- und Griffigkeitsgründen die Herstellung einer Waschbetonoberfläche sinnvoll ist, bietet es sich an einen im Straßenbau üblichen Waschbeton als Oberbeton auszuwählen (siehe Tab. 4 - 1). Um eine Durchdringung der Bewehrungslage zu gewährleisten und die Verarbeitung und insbesondere Verdichtung des Betons zu erleichtern, wird der Beton mit einer sehr weichen Konsistenz (Konsistenzklasse F4) hergestellt. Nach TL Beton-StB 07 ist für den beschriebenen Beton im Mittel ein Luftporengehalt von mindestens 4,5 Vol.-% einzustellen.

Ausgangsstoffe	Basiszusammensetzung: Waschbeton 8 mm	
Zement	CEM I 42,5 N (sd)	430 kg/m ³
w/z-Wert		0,42
Sand	0 - 2 mm	487 kg/m ³
Basaltsplitt	2 - 8 mm	1310 kg/m ³
Sieblinie	-	A/B 8
Fließmittel	-	0,60 M.-%
LP-Bildner	-	0,15 M.-%

Tab. 4 - 1: Basiszusammensetzung Aufbeton.

Alle im Rahmen des Projekts ermittelten relevanten Frisch- und Festbetoneigenschaften sind der Tab. 4 - 2 zu entnehmen.

Eigenschaft	Einheit	Ist	Soll / Min.	Norm
Frischbetoneigenschaften				
Ausbreitmaß	mm	550 (F4)	490 - 550 (F4)	DIN EN 12350-5
Rohdichte	kg/m ³	2400	2000 – 2600	DIN EN 12350-6
LP-Gehalt	%	5,5	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	DBV Merkblatt "Besondere Verfahren zur Prüfung von Frischbeton"
Festbetoneigenschaften				
Schwinddehnung (56 d)	10 ⁻⁶ mm	361,3	-	DIN EN 12390-16
Druckfestigkeit (28d) f_{cube}	N/mm ²	C40/50	C30/37	DIN EN 12390-3
E-Modul	N/mm ²	40.000	-	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 zyklischer E-Modul	%	96,8	≥ 75,0	
Gesamtabwitterung	g/m ²	39,19	≤ 1500	
Flüssigkeitsaufnahme	%	0,9	-	

Tab. 4 - 2: Frisch- und Festbetoneigenschaften des Aufbetons.

Für die vorgesehenen Untersuchungen an Verbundkörpern werden auch Proben benötigt, die den Unterbeton in situ abbilden. Hierfür wird ein herkömmlicher Straßenbeton gemäß TL Beton-StB 07 verwendet (C30/37, Expositionsklasse XF4 bzw. XM2, Größtkorn 22 mm, Feuchtigkeitsklasse WS).

4.2 Textile Bewehrung

Da die tatsächlichen Verbundeigenschaften zwischen Textil und Beton erst im Projektverlauf ermittelt werden, sind bei der Vorauswahl der Textilien vor allem folgende Kriterien hinsichtlich der Tragfähigkeit bzw. Verarbeitung zu beachten:

- Ausreichend große Maschenweite, um Durchdringung durch Gesteinskörner zu gewährleisten (ca. 3 x Größtkorndurchmesser, ggf. kleiner, falls lagenweises Betonieren möglich),

- Lagegenauer Einbau möglich: ausreichende Steifigkeit,
- Ausreichende Flexibilität, um Aufrollen zu ermöglichen (möglicher Einsatz im Betonstraßenfertiger),
- Ausreichender Bewehrungsquerschnitt für die Tragfähigkeit.

Basierend auf diesen Faktoren wurden zwei Carbontextilien ausgewählt. Die Kenndaten der Textilien können der Tab. 4 - 3 und dem Anhang entnommen werden.

		Textil A	Textil B
Material		Carbon	Carbon
Beschichtung / Tränkungsmaterial		Epoxidharz	Polystyrol
Dichte [g/cm³]		-	1,77
Fadenabstand [mm]	längs	21	25,4
	quer	21	25,4
Anzahl Fäden pro m	längs	-	39
	quer	-	39
Strangfeinheit [tex]	längs	3200	3200
	quer	3200	3200
Gewicht getränkt [g/m²]		570	321
Bewehrungsquerschnitt [mm²/m]	längs	85	70,51
	quer	85	70,51
Faserquerschnittsfläche [mm²]	längs	1,81	-
	quer	1,81	-
Bruchspannung [N/mm²] (charakteristischer Wert)	längs	2400	-
	quer	2400	-

Tab. 4 - 3: Kenndaten der ausgewählten Carbontextilien.

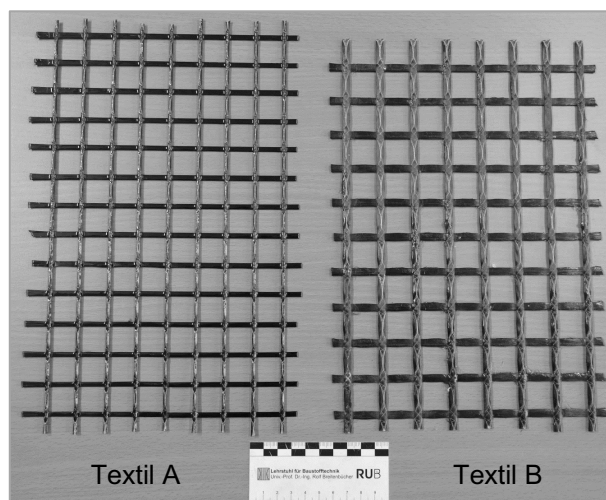


Bild 4 - 1: Im Projekt verwendete Carbongelege.

5 Laboruntersuchungen

5.1 Versuche zur Rissbildung und Rissentwicklung (AP2, RUB)

Die Bewehrung in der Carbonbetonschicht dient in erster Linie zur Rissbreitenbegrenzung durch Aufnahme der durch externe Einflüsse entstehenden Zugkräfte in den oberflächennahen Schichten. Gleichzeitig wird gegenüber einem unbewehrten Oberbeton die Duktilität des Gesamtsystems verbessert.

Hierfür muss die Bewehrung als flächige Struktur einen guten und dauerhaften Verbund zum Beton, ausreichende Zugfestigkeit und ausreichenden Korrosionswiderstand aufweisen. Zusätzlich muss ein lagegenauer Einbau der Bewehrung möglich sein.

Basierend auf den Erkenntnissen der bereits durchgeführten Untersuchungen wurden aus der Vielzahl verfügbarer Produkte zwei Flächengelege aus Carbon ausgewählt (siehe Kapitel 4.2), die für den hier angestrebten Verwendungszweck geeignet erschienen. Die Gelege unterscheiden sich bezüglich der Maschenweiten, Bewehrungsquerschnitte und Beschichtungen und wurden hinsichtlich Verarbeitung, Verbundeigenschaften, Lastaufnahme und vorangestellt der Rissbildung verglichen. Dazu wurden insgesamt vier Zugversuche mit den zwei Carbontextilien durchgeführt, um ein Material für den weiteren Projektverlauf auszuwählen.

Übergreifendes Ziel der Versuche aus dem Arbeitspaket 2 war die Charakterisierung des Materialverhaltens der Carbonbetonschicht, insbesondere hinsichtlich des Rissbildungsverhaltens und der Rissbreitenentwicklung unter Zug- und Biegebeanspruchung. Zusätzlich wurde das Schwindverhalten untersucht.

5.1.1 Probekörper für die Versuche unter Zug- und Biegebeanspruchung

Für die Versuche unter Zug- und Biegebeanspruchung aus dem Arbeitspaket 2 wurden im Labor des Lehrstuhls für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum (RUB) Probekörper mit Dicken von 50 mm bzw. 70 mm hergestellt. Dabei blieben die Länge von 1500 mm und die Breiten von 180 mm konstant (siehe Bild 5 - 1). Die Carbonbewehrung wurde dabei in Abhängigkeit der Anzahl der Bewehrungslagen mit unterschiedlichen Abständen eingebaut. Dabei wurde eine Mindestbetondeckung von 20 mm eingehalten (siehe Bild 5 - 2), obwohl eine Betondeckung von ca. 5-10 mm hier aus Gründen der Krafteinleitung bereits ausreichend wäre. So wurde jedoch für den Gebrauch in situ eine Verschleißschicht sowie der Materialabtrag durch die Herstellung der vorgesehenen Waschbetonoberfläche berücksichtigt. Die verschiedenen Konfigurationen und die jeweilige Anzahl der untersuchten Probekörper sind Tab. 5 - 1 zu entnehmen.

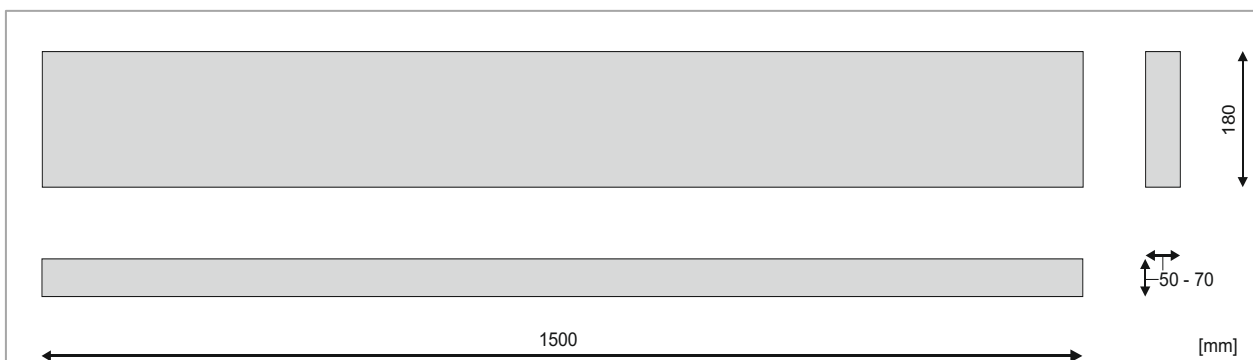


Bild 5 - 1: Abmessungen der Probekörper für Zug- und Biegezugversuche aus AP2.

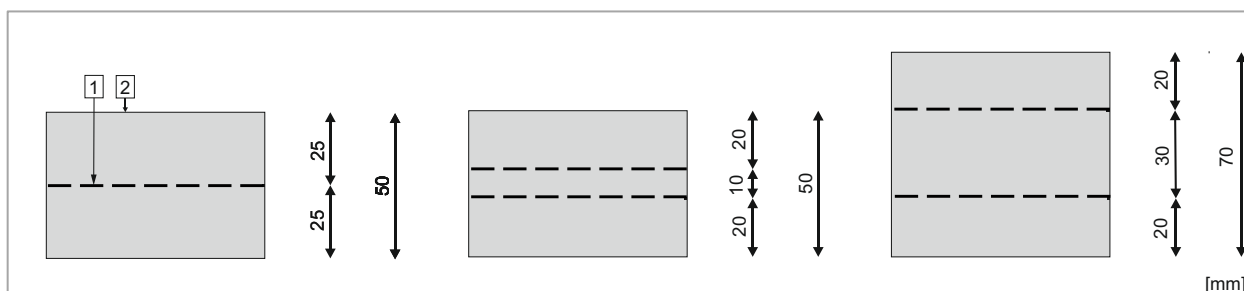


Bild 5 - 2: Variationen Bewehrungslagen und -abstände im Querschnitt, 1 – Carbonbewehrung, 2 – Betonmatrix.

Schichtdicke Carbonbeton	Lagenanzahl Bewehrung	Maße Probekörper	Anzahl Probekörper
Zentrische Zugversuche (Auswahl des Textils)			
50 mm	2	180 mm x 1500 mm x 50 mm	2 (Textil A)
50 mm	2	180 mm x 1500 mm x 50 mm	2 (Textil B)
Zentrische Zugversuche (Untersuchungen zum Materialverhalten)			
50 mm	1	180 mm x 1500 mm x 50 mm	1
50 mm	2	180 mm x 1500 mm x 50 mm	siehe Auswahl Textil
70 mm	2	180 mm x 1500 mm x 70 mm	1
Statische Biegezugversuche (Untersuchungen zum Materialverhalten)			
50 mm	1	180 mm x 1500 mm x 50 mm	1
50 mm	2	180 mm x 1500 mm x 50 mm	2
70 mm	2	180 mm x 1500 mm x 70 mm	1

Tab. 5 - 1: Konfigurationen der Probekörper für die Bestimmung des Materialverhaltens des Carbonbetons.

Die Betonage der Probekörper erfolgte im Laminierverfahren, um eine vollständige hohlraumfreie Umschließung der Bewehrung zu gewährleisten. Dafür wurde zunächst die Schalung auf einen Rütteltisch gestellt und bis zur Höhe der ersten Bewehrungslage Beton eingefüllt und verdichtet. Im Anschluss wurde die erste Bewehrungslage eingelegt leicht in den Beton eingedrückt und seitlich der Schalung mittels Holzleisten fixiert, um Aufschwimmen zu verhindern. In dieser Vorgehensweise wurden die übrigen Beton- und Bewehrungslagen eingebracht bis die gewünscht Probekörperhöhe und Bewehrungslagenanzahl erreicht wurde (siehe Bild 5 - 3). Im Anschluss wurde die Oberfläche geglättet mit Folie abgedeckt und der Beton nach 48 h ausgeschalt. Bis zur Versuchsdurchführung im Mindestalter der Probekörper von 28 Tagen, wurden diese in Folie gewickelt gelagert.

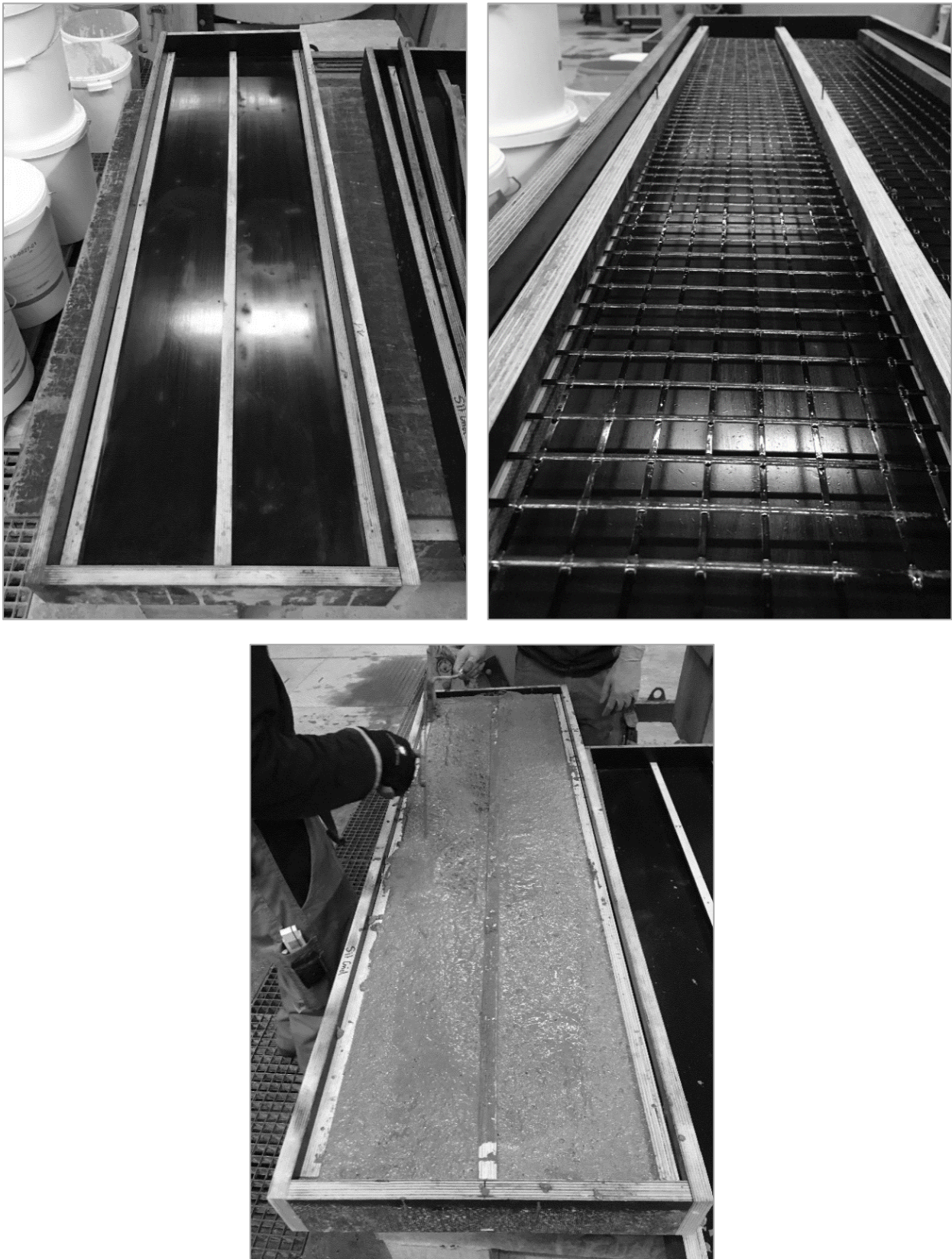


Bild 5 - 3: Herstellung der Probekörper für Zug- und Biegezugversuche aus AP2. Oben links – Schalung für zwei Probekörper, oben rechts – Fixierung Carbonbewehrung, unten – verdichteter Beton.

5.1.2 Durchführung zentrische Zugversuche

Die Durchführung der zentrischen Zugversuche erfolgte in einem Versuchsaufbau, der sich an die Prüfempfehlung zur Durchführung von beidseitigen Textilauszugversuchen in den C³-Projekten anlehnt (RWTH AACHEN 2016) und in eigenen Projekten bereits erfolgreich eingesetzt wurde (u.a. BREITENBÜCHER & SCHULTE-SCHREPPING 2019). Der Versuchsaufbau besteht aus zwei Klemmvorrichtungen die jeweils an einem Ende des Probekörpers über das mechanische Anpressen von Klemmbacken fixiert werden (siehe Bild 5 - 4). Um das Ausziehen aus diesen Klemmbacken während der Versuchsdurchführung zu verhindern, wird der Anpressdruck mittels hydraulischer Hubzylinder (jeweils 3 pro Klemmvorrichtung) erhöht. In den hier durchgeführten Versuchen wurde in jedem Zylinder ein Druck von 120 bar erzeugt.

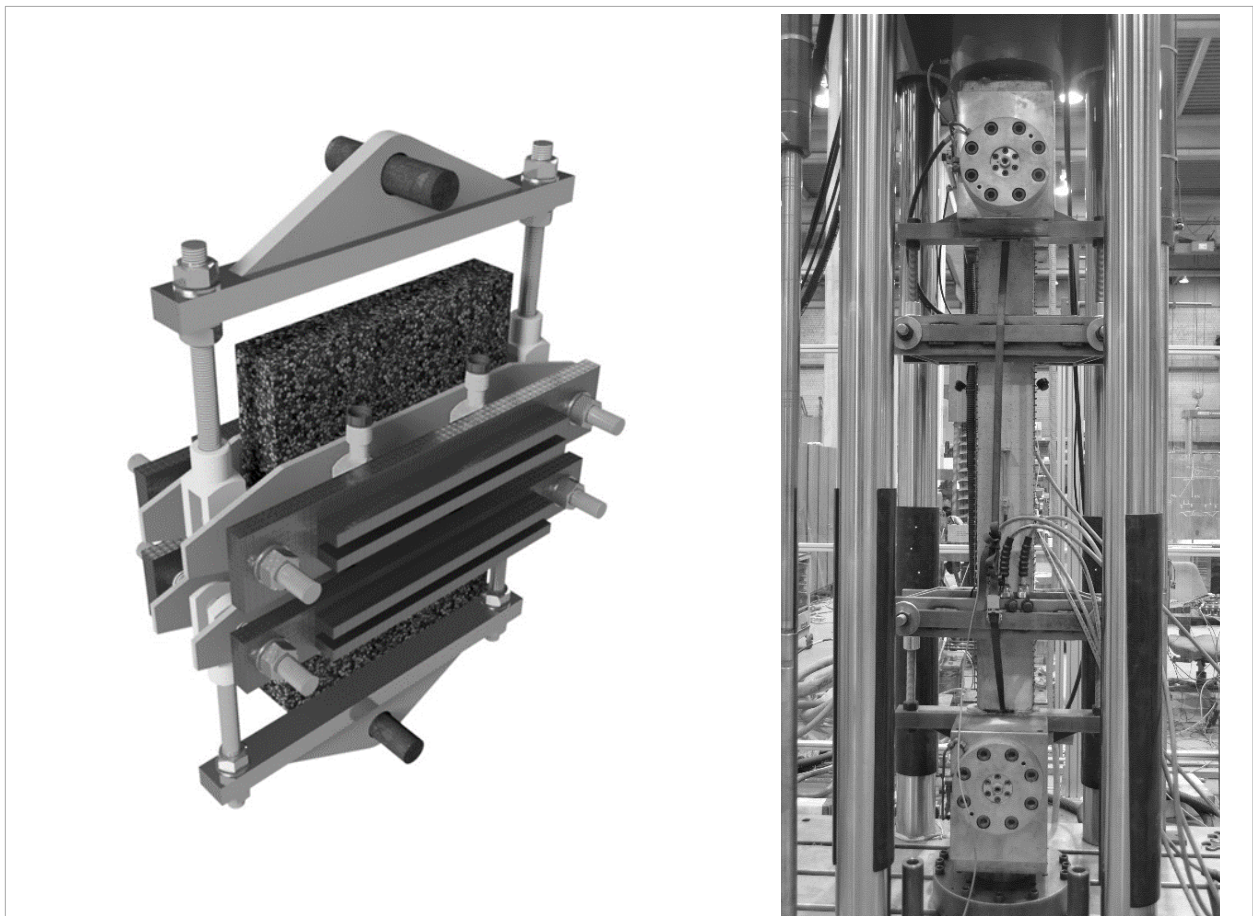


Bild 5 - 4: Versuchsaufbau für die zentrischen Zugversuche. Links – 3D-Rendering, rechts – Versuchsaufbau eingebaut in hydraulische Prüfmaschine.

Für den Einbau in die Prüfmaschine wurde zunächst die Klemmvorrichtung am oberen Probekörperende so ausgerichtet, dass sie zur Längsachse des Probekörpers im rechten Winkel und zur Querachse parallel stand. Nach der Fixierung wurde der Probekörper angehoben, die Arbeitsschritte für das untere Ende wiederholt und der Aufbau in die hydraulische Prüfmaschine (1000 kN Nennleistung) eingebaut. So wurde eine zentrische Lasteinleitung in den Prüfkörper sichergestellt.

Um während der Versuchsdurchführung ein Ausziehen der Bewehrung aus der Betonmatrix zu verhindern, wurde die für diesen Prüfaufbau maximale Einspannlänge von 380 mm (1) pro Klemmvorrichtung gewählt (2, 3). So ergab sich eine freie Prüflänge von 740 mm (4). Simultan zum Kraftanstieg sowie Maschinenweg, wurde die Rissentwicklung visuell erfasst. In den Versuchen zur Charakterisierung des Materialverhaltens wurden zusätzlich die Verformungen im Bereich der freien Prüflänge mit Dehnmessstreifen (DMS) erfasst (siehe Bild 5 - 5). Die Belastung erfolgte weggeregelt mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min.

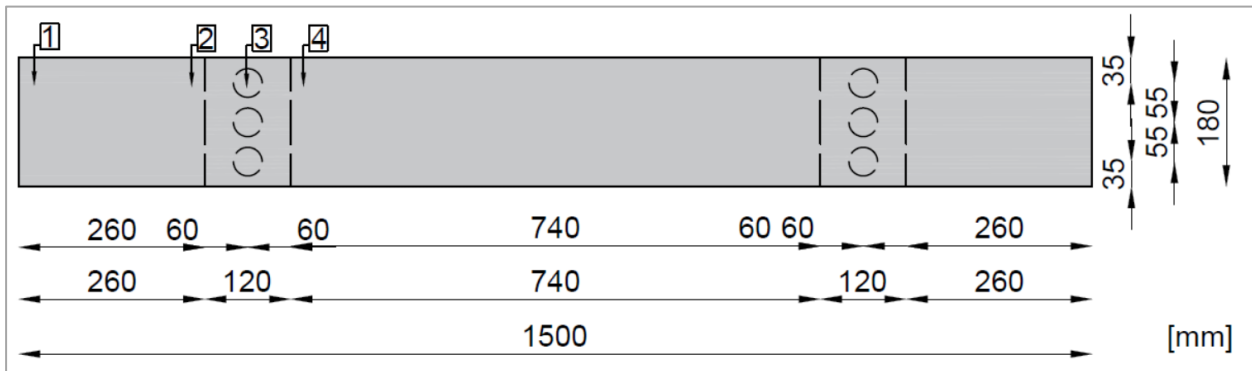


Bild 5 - 5: 1 – Einspannlänge, 2 – Position Klemmbacken, 3 – Position hydraulische Hubzylinder, 4 – Prüfbereich.

5.1.3 Auswertung zentrische Zugversuche zur Auswahl der textilen Bewehrung

Die Auswahl eines Textils für die Verwendung im weiteren Projektverlauf erfolgt auf Basis der in diesem Arbeitsschritt durchgeführten Zugversuche an den in Kapitel 5.1.1 beschriebenen Probekörpern, welche mit den in Kapitel 4.2 dargestellten Carbontextilien bewehrt waren.

An allen in diesem Arbeitsschritt belasteten Probekörpern konnte eine Bildung der Risse im Beton weitgehend senkrecht zur Belastungsrichtung beobachtet werden. Lediglich im Bereich der Klemmung wichen die Risse von dieser Achse ab. Dies ist vermutlich auf einen Einfluss der Querpressung durch die Klemmvorrichtung zurückzuführen. Des Weiteren traten alle Risse unmittelbar an querverlaufenden Rovings auf. Sofern es zu keiner Delamination kam, erstreckten sich die Risse über den gesamten Querschnitt (siehe Bild 5 - 6).

Die Durchführung des ersten Versuchs (Textil A, Probekörper 2) musste auf Grund des Auszugs des Probekörpers aus der Klemmvorrichtung, nach abgeschlossener Rissbildung, abgebrochen werden. In der Folge wurden die nachfolgenden Versuche ebenfalls nach Abschluss der Rissbildung, aber vor dem Auszug aus der Klemmvorrichtung und somit vor dem vollständigen Versagen der Probekörper, manuell abgebrochen. Da eine Erhöhung der Anpresskraft zur Fixierung der Probekörper nicht möglich war, ohne diese vor Versuchsbeginn zu beschädigen, war hier eine Belastung bis zum vollständigen Versagen in auftretenden Versagensmechanismen nur eingeschränkt möglich.

Im Folgenden wird für die Zugversuche die Rissbildung auf Gebrauchslastniveau und bei abgeschlossenem Rissbild betrachtet. Letzteres wird dadurch definiert, dass sich keine weiteren Risse mehr bilden, gleichzeitig die vorhandenen Risse stetig breiter werden. In den Spannungs-Maschinenweg-Diagrammen ist dieser Bereich dadurch gekennzeichnet, dass keine schlagartigen Abfälle und Anstiege im Graphen erkennbar sind und dieser kontinuierlich anwächst.



Bild 5 - 6: Links - Rissbild während des Versuchs, PK1_A, rechts - Typischer Rissverlauf in den Zugprobekörpern.

Das Gebrauchslastniveau hingegen ergibt sich aus den auftretenden Belastungen und beträgt für den hier betrachteten Fall $\sigma_G = 3,4 \text{ N/mm}^2$ bezogen auf den Betonquerschnitt (genaue Ermittlung siehe 5.3.3). Der verwendete Beton weist eine Druckfestigkeitsklasse von C40/50 auf (siehe Tab. 4 - 2). Daraus ergibt sich nach KÜCHLIN & HERSEL (2017) folgende zentrische Zugfestigkeit:

$$f_{ct} = 0,9 * f_{ct.sp} = 0,9 * (3,105 \text{ bis } 4,386) \text{ N/mm}^2 = (2,795 \text{ bis } 3,947) \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 5-1}$$

Mit:

$$\begin{aligned} f_{ct} & \text{ zentrische Zugfestigkeit [N/mm}^2\text{]} \\ f_c & = 50 \text{ N/mm}^2 \text{ (Druckfestigkeit)} \\ f_c/f_{ct.sp} & = 16,1 \text{ bis } 11,4 \\ f_{ct.sp} & = \frac{f_c}{(16,1 \text{ bis } 11,4)} = \frac{50 \text{ N/mm}^2}{(16,1 \text{ bis } 11,4)} = (3,105 \text{ bis } 4,386) \text{ N/mm}^2 \text{ (Spaltzugfestigkeit)} \end{aligned}$$

Bezogen auf den vorliegenden Betonquerschnitt $A_B = 9.000 \text{ mm}^2$, ergibt sich eine maximal aufnehmbare Zugkraft F_{ct} von (SCHNEIDER 2020):

$$F_{ct1} = f_{ct} * A_B = (2,795 \text{ bis } 3,947) \text{ N/mm}^2 * 9000 \text{ mm}^2 = (25.155 \text{ bis } 35.523) \text{ N} \quad \text{Gl. 5-2 a}$$

$$F_{ct2} = f_{ct} * A_B = (2,795 \text{ bis } 3,947) \text{ N/mm}^2 * 12.600 \text{ mm}^2 = (35.217 \text{ bis } 49.732) \text{ N} \quad \text{Gl. 5-2 b}$$

Mit:

$$f_{ct} = (2,795 \text{ bis } 3,947) \text{ N/mm}^2 \text{ (zentrische Zugfestigkeit)}$$

$$A_{B1} = 180 \text{ mm} * 50 \text{ mm} = 9.000 \text{ mm}^2 \text{ (Querschnittsfläche Beton, 50 mm Probekörperdicke)}$$

$$A_{B2} = 180 \text{ mm} * 70 \text{ mm} = 12.600 \text{ mm}^2 \text{ (Querschnittsfläche Beton, 70 mm Probekörperdicke)}$$

Unter der vereinfachten Annahme, dass die Gebrauchslast vollständig als Zugbelastung auftritt, tritt somit folgende Zugkraft N_z auf (SCHNEIDER 2020):

$$N_{Z1} = A_{B1} * \sigma_{G,B} = 9.000 \text{ mm}^2 * 3,4 \text{ N/mm}^2 = 30.600 \text{ N} \quad \text{Gl. 5-3 a}$$

$$N_{Z2} = A_{B2} * \sigma_{G,B} = 12.600 \text{ mm}^2 * 3,4 \text{ N/mm}^2 = 42.840 \text{ N} \quad \text{Gl. 5-3 b}$$

Mit:

$$N_z \text{ auftretende Zugkraft [N]}$$

$$A_{B1} = 180 \text{ mm} * 50 \text{ mm} = 9.000 \text{ mm}^2 \text{ (Querschnittsfläche Beton, 50 mm Probekörperdicke)}$$

$$A_{B2} = 180 \text{ mm} * 70 \text{ mm} = 12.600 \text{ mm}^2 \text{ (Querschnittsfläche Beton, 70 mm Probekörperdicke)}$$

$$\sigma_{G,B} = 3,4 \text{ N/mm}^2 \text{ (Gebrauchslast Beton)}$$

Unter Beachtung von Gleichung 5-1 bis 5-3 ergibt sich daraus, dass eine Erstrissbildung auf Gebrauchslastniveau möglich ist:

$$F_{ct,min} < N_z < F_{ct,max} \quad \text{Gl.5-4}$$

Mit:

$$F_{ct,1min} = 25.155 \text{ N}$$

$$F_{ct,2min} = 35.217 \text{ N}$$

$$F_{ct,1max} = 35.523 \text{ N}$$

$$F_{ct,2max} = 49.732 \text{ N}$$

$$N_{Z1} = 30.600 \text{ N}$$

$$N_{Z2} = 42.840 \text{ N}$$

In der Auswertung werden die während der Versuche auftretenden Garnzugspannungen betrachtet. Da die hier angegebene Gebrauchslast aber eine Betonspannung darstellt, muss diese noch auf die Querschnittsflächen der Carbonbewehrungen bezogen werden. Dies geschieht mit Hilfe folgender Formeln (SCHNEIDER 2020):

Für 2 Bewehrungslagen, 50 mm Betondicke:

$$\sigma_{G,Cb,Textil A1} = \frac{N_Z}{A_{Cb,Textil A2}} = \frac{30.600 \text{ N}}{30,60 \text{ mm}^2} = 1.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Gl.5-5a}$$

Für 1 Bewehrungslage, 50 mm Betondicke:

$$\sigma_{G,Cb,Textil A2} = \frac{N_Z}{A_{Cb,Textil A1}} = \frac{30.600 \text{ N}}{15,30 \text{ mm}^2} = 2.000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Gl.5-5b}$$

Für 2 Bewehrungslage, 70 mm Betondicke):

$$\sigma_{G,Cb,Textil A3} = \frac{N_Z}{A_{Cb,Textil A2}} = \frac{42.840 \text{ N}}{30,60 \text{ mm}^2} = 1.400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Gl.5-5c}$$

$$\sigma_{G,Cb,Textil B} = \frac{N_Z}{A_{Cb,Textil B}} = \frac{30.600 \text{ N}}{25,38 \text{ mm}^2} \approx 1.206 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{Gl.5-6}$$

Mit:

$$\begin{aligned} N_Z &= 30.600 \text{ N} \\ A_{Cb,Textil A2} &= A_{Q,Textil A} * l_{PK} * n_B = 85,00 \text{ mm}^2/\text{m} * 0,18 \text{ m} * 2 = 30,60 \text{ mm}^2 \\ &\quad \text{(Querschnittfläche Bewehrung A, für 2 Bewehrungslagen)} \\ A_{Cb,Textil A1} &= A_{Q,Textil A} * l_{PK} * n_B = 85,00 \text{ mm}^2/\text{m} * 0,18 \text{ m} * 1 = 15,30 \text{ mm}^2 \\ &\quad \text{(Querschnittfläche Bewehrung A, für 1 Bewehrungslage)} \\ A_{Cb,Textil B} &= A_{Q,Textil B} * l_{PK} * n_B = 70,51 \text{ mm}^2/\text{m} * 0,18 \text{ m} * 2 = 25,38 \text{ mm}^2 \text{ (Querschnittsfläche Bewehrung B)} \\ A_{Q,Textil A} &= 85,00 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (Bewehrungsquerschnitt Textil A)} \\ A_{Q,Textil B} &= 70,51 \text{ mm}^2/\text{m} \text{ (Bewehrungsquerschnitt Textil B)} \\ l_{PK} &= 0,18 \text{ m} \text{ (Probekörperbreite)} \\ n_B &= 1 \text{ bzw. } 2 \text{ (Anzahl Bewehrungslagen)} \end{aligned}$$

Die in den folgenden Kapiteln ermittelten Rissbreiten wurden nach folgenden Formeln berechnet:

$$w_{mA} = (l_{mA} - l_{mE}) / n_R \quad \text{Gl.5-7}$$

$$w_{mG} = (l_{mA} - l_{mG}) / n_R \quad \text{Gl.5-8}$$

Mit:

$$\begin{aligned} w_{mA} &= \text{mittlere Rissbreite bei abgeschlossenem Rissbild} \\ w_{mG} &= \text{mittlere Rissbreite auf Gebrauchslastniveau} \\ l_{mE} &= \text{zurückgelegter Maschinenweg bei Erstriss} \\ l_{mA} &= \text{zurückgelegter Maschinenweg bei abgeschlossenem Rissbild} \\ l_{mG} &= \text{zurückgelegter Maschinenweg auf Gebrauchslastniveau} \\ n_R &= \text{Anzahl der Risse in der freien Länge} \end{aligned}$$

Textil A

Am Probekörper 1 (PK1_A) bildeten sich unter Zugbelastung insgesamt 16 Risse aus, wobei 13 dieser Risse in der freien Prüflänge lagen und 3 im Bereich der Klemmbacken auftraten (siehe Bild 5 - 7). Die mittlere Rissbreite in der freien Prüflänge betrug bei abgeschlossenem Rissbild 0,49 mm. In Bild 5 - 8 sind die Risse als Peaks und anschließender Abfall der Kurve erkennbar. Auf Gebrauchslastniveau hingegen kann aus Bild 5-8 die Bildung von zwei Rissen innerhalb der freien Prüflänge auf. Die Garnzugspannung bei abgeschlossenem Rissbild betrug 1.667 N/mm². Delaminationen oder andere Schäden traten nicht auf. Der Versuch wurde auf Grund des Auszugs aus der Klemmvorrichtung bei einer Garnzugspannung von ca. 2250 N/mm² abgebrochen.

Am Prüfkörper 2 (PK2_A) hingegen bildeten sich 15 Risse aus von denen 10 in der freien Prüflänge lagen und einer auf Gebrauchslastniveau in der freien Prüflänge auftrat (siehe Bild 5 - 7). Hier wurden mittlere Rissbreiten von 0,59 mm bei abgeschlossenem Rissbild bei einer Garnzugspannung von 1.592 N/mm² und 0,61 mm mittlere Rissbreite auf Gebrauchslastniveau bestimmt (vgl. Bild 5 - 8 und Tab. 5 - 2). Zusätzlich konnte nach dem Versuchsende eine teilweise Delamination der Bewehrung vom Beton festgestellt werden.

	Einheit	PK1_A	PK2_A	Mittelwerte
Bewehrungsquerschnitt	[mm ² /m]	85/85 (längs/quer)		
Faserquerschnittsfläche	[mm ²]	1,81/1,81 (längs/quer)		
Abgeschlossenes Rissbild				
Rissanzahl insgesamt	[-]	16	15	15,5
Rissanzahl im freien Prüfbereich	[-]	13	10	11,5
Mittlere Rissbreite	[mm]	0,49	0,59	0,54
Garnzugspannung	[N/mm ²]	1.667	1.592	1.630
Gebrauchslastniveau				
Rissanzahl	[-]	2	2	2
Mittlere Rissbreite	[mm]	0,58	0,61	0,60
Bemerkungen	[-]	-	Teilweise Delamination	-

Tab. 5 - 2: Ergebnisse Zugversuche, Textil A.

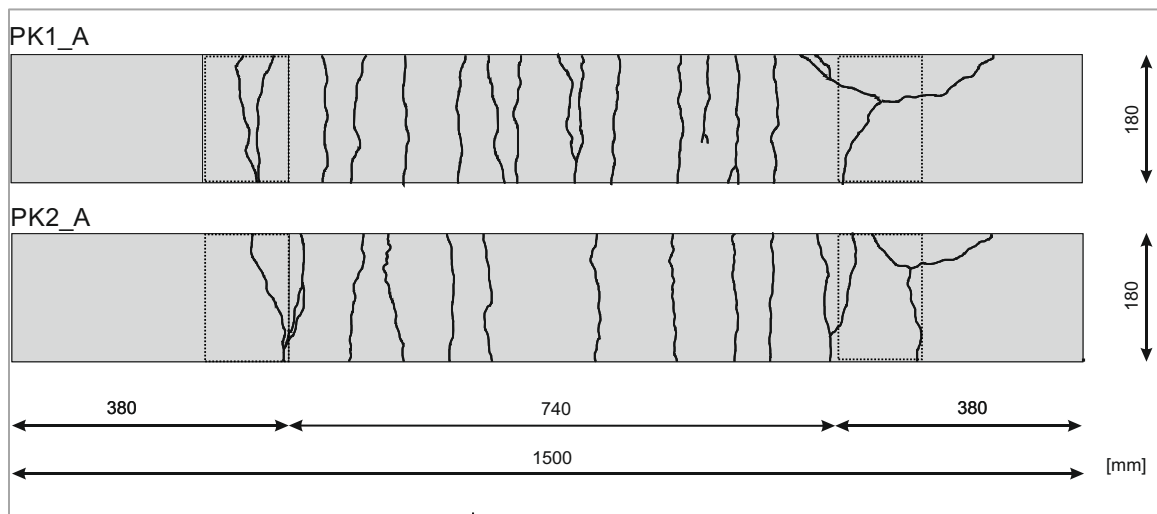


Bild 5 - 7: In den Zugversuchen aufgetretene Rissbilder, Textil A.

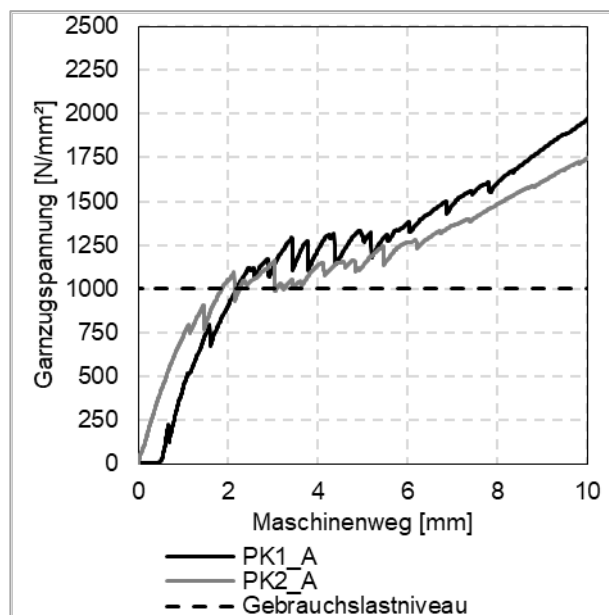


Bild 5 - 8: Garnzugspannung und Rissbildung, Textil A.

Textil B

Beide mit Textil B bewehrten Probekörper wiesen weder Delaminationen noch weitere Besonderheiten auf. Am Probekörper 1 (PK1_B) bildeten sich insgesamt 6 Risse aus, wobei 5 dieser Risse in der freien Prüflänge lagen und einer im Bereich der Klemmbacken auftrat (siehe Bild 5-10). Die mittlere Rissbreite in der freien Prüflänge betrug bei abgeschlossenem Rissbild 0,83 mm. In Bild 5-11 sind die Risse als Peaks und anschließender Abfall der Kurve erkennbar. Auf Gebrauchslastniveau hingegen kann aus Bild 5-10 die Bildung eines Risses mit einer Breite von 0,87 mm abgelesen werden. Dieser trat innerhalb der freien Prüflänge auf. Die Garnzugspannung bei abgeschlossenem Rissbild betrug 1600 N/mm².

Am Prüfkörper 2 (PK2_B) hingegen bildeten sich 7 Risse aus, von denen 5 in der freien Prüflänge lagen und einer auf Gebrauchslastniveau in der freien Prüflänge auftrat (siehe Bild 5 - 9). Hier wurden mittlere Rissbreiten von 0,98 mm bei abgeschlossenem Rissbild und 0,78 mm auf Gebrauchslastniveau bestimmt unter der Bildung von zwei Rissen (vgl. Tab. 5 - 3 und Bild 5 - 10).

	Einheit	PK1_B	PK2_B	Mittelwerte
Bewehrungsquerschnitt	[mm ² /m]	70,51/ 70, 51 (längs/quer)		
Faserquerschnittsfläche	[mm ²]	-		
Abgeschlossenes Rissbild				
Rissanzahl insgesamt	[-]	6	7	6,5
Rissanzahl im freien Prüfbereich	[-]	5	5	5
Mittlere Rissbreite	[mm]	$(5,28-1,15)/5 = 0,83$	$(6,35-1,46)/5 = 0,98$	0,91
Garnzugspannung	[N/mm ²]	1.600	1.680	1.640
Gebrauchslastniveau				
Rissanzahl	[-]	1	2	1,5
Mittlere Rissbreite	[mm]	$(2,03-1,16) / 1 = 0,87$	$(3,04-1,46) / 2 = 0,78$	0,83
Bemerkungen	[-]	Durchgehende Risse, dazwischen keine feineren Risse erkennbar	Durchgehende Risse, dazwischen keine feineren Risse erkennbar	-

Tab. 5 - 3: Ergebnisse Zugversuche, Textil B.

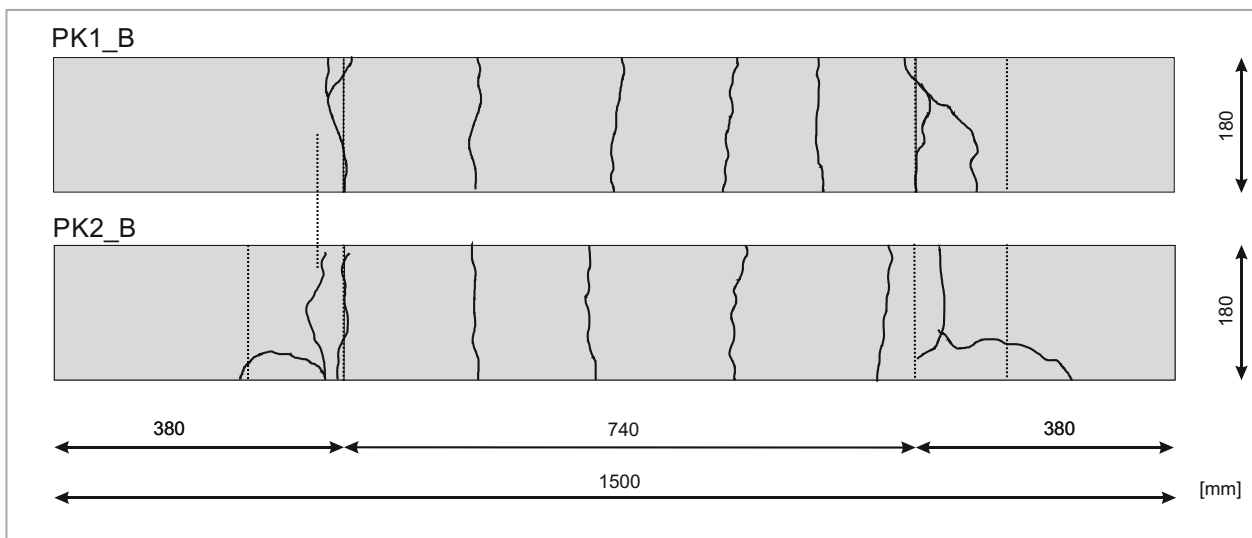


Bild 5 - 9: In den Zugversuchen aufgetretene Rissbilder, Textil B.

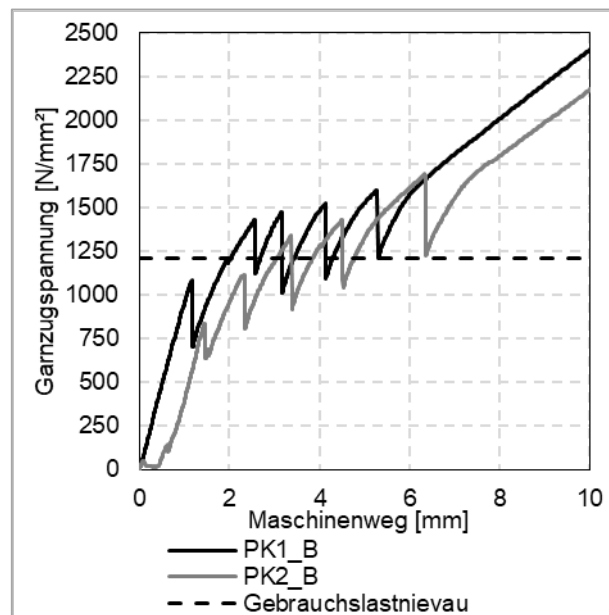


Bild 5 - 10: Garnzugspannung und Rissbildung, Textil B.

Vergleich Textil A und B

Während der Herstellung der Probekörper zeigten beide Textilien annähernd gleiche Verarbeitungseigenschaften. Auf Grund der Epoxidharztränkung ist Textil A jedoch steifer als das Polystyrol-getränkte Textil B. Auf Grund der Probekörpergrößen kam dieser Unterschied hier bei der Verarbeitung nicht zum Tragen. Für die Verarbeitung in situ kann dieser sich aber positiv auf die Lagegenauigkeit des Textils im Beton auswirken.

Auch wenn hier das Laminierverfahren angewendet wurde, so erlaubt die Maschenweite beider Textilien theoretisch die Betonage im Gießverfahren. Zudem zeigten alle untersuchten Probekörper ein ähnliches allgemeines Rissbildungs- und Tragverhalten. Der wesentliche Unterschied zwischen beiden Bewehrungen ist die Rissanzahl und deren Breiten. In den mit Textil A bewehrten Probekörpern bildete sich eine höhere Anzahl Risse aus, die auf gleichem Lastniveau folglich geringere Rissbreiten aufwiesen (vergleiche Tab. 5 - 4).

Da die Begrenzung der Rissbreiten im Fugenbereich für die Instandsetzung von gefugten Betonfahrbahndecken, einer der entscheidenden Anforderungen ist und auf Grund der Voruntersuchungen ein ansonsten gleiches Materialverhalten der Instandsetzungsschicht zu erwarten ist, wird für die weiteren Untersuchungen das Textil A als Bewehrung ausgewählt. Zusätzlich ist durch die größere Steifigkeit des Textils A ein Vorteil für die Verarbeitung in situ zu erwarten. Da das Gebrauchslastniveau weit unter den maximalen Zugfestigkeiten der bewehrten Probekörper lag, können die kurz vor dem Versagen aufgetretenen Delamination bei der Auswahl des Textils vernachlässigt werden.

	Einheit	Mittelwert Textil A	Mittelwert Textil B
Bewehrungsquerschnitt	[mm ² /m]	85/85 (längs/quer)	70,51/ 70, 51 (längs/quer)
Faserquerschnittsfläche	[mm ²]	1,81/1,81 (längs/quer)	-
Abgeschlossenes Rissbild			
Rissanzahl insgesamt	[-]	15,5	6,5
Rissanzahl im freien Prüfbereich	[-]	11,5	5
Mittlere Rissbreite	[mm]	0,54	0,91
Garnzugspannung	[N/mm ²]	1.630	1.640
Gebrauchslastniveau			
Rissanzahl	[-]	2	1,5
Mittlere Rissbreite	[mm]	0,60	0,83

Tab. 5 - 4: Zusammenfassung Versuchsergebnisse Vorversuche

Weiterführende Auswertung der zentrischen Zugversuche am Vorzugstextil

Aufbauend auf den oben geschilderten Versuchen zur Auswahl der Bewehrung wurden in diesem Arbeitsschritt Zugversuche mit variierenden Bewehrungslagen und Probekörperdicken durchgeführt. Diese dienen zur weiteren Charakterisierung des Materialverhaltens der Carbonbetonschicht. Von Interesse sind auch hier das Rissbildungsverhalten sowie das Verbundverhalten von Betonmatrix und Bewehrung.

In die Auswertung wurden die in Kapitel 5.1.3 (Textil A) dargestellten Versuchsergebnisse der beiden mit dem Textil A bewehrten Probekörper einbezogen. Insgesamt werden nachfolgend zwei Probekörper mit 50 mm Betondicke und 2 Bewehrungslagen (ZZ_5_2_A1 und ZZ_5_2_A2), ein 50 mm dicker Probekörper mit einer Bewehrungslage (ZZ_5_1_A1) und ein zweilagig bewehrter Probekörper mit 70 mm Dicke (ZZ_7_2_A1) betrachtet. Die Versuche wurden analog zu den Vorversuchen beendet, sobald die Rissbildung abgeschlossen war.

Zwischen allen Probekörper traten annähernd gleich viele Risse sowohl insgesamt als auch im freien Prüfbereich auf. Die mittleren Rissbreiten nahmen sowohl mit abnehmenden Bewehrungsquerschnitt als auch mit zunehmender Probekörperdicke zu. Gleiches gilt für die Garnzugspannungen bei abgeschlossenem Rissbild.

Auf Grund des geringeren Bewehrungsquerschnitts im Probekörper ZZ_5_1_A1 und dem größeren Betonquerschnitt im Probekörper ZZ_7_2_A2, wird das Gebrauchslastniveau in der Bewehrung in diesen Versuchen bei höheren Garnzugspannungen von 1.400 N/mm² respektive 2.000 N/mm² erreicht. (zum Vergleich: 1.000 N/mm² bei den Probekörpern ZZ_5_2_A1 und ZZ_5_2_A2). Entsprechend bildeten sich dort auch eine größere Anzahl Risse aus (siehe Tab. 5 - 5).

Am Probekörper ZZ_5_1_A1 bildeten sich unter Zugbelastung insgesamt 8 sichtbare Risse aus, die alle in der freien Prüflänge lagen (siehe Bild 5 - 11). Im zugehörigen Spannungsverlauf sind jedoch insgesamt 13 Spannungsabfälle zu sehen, die auf eine Rissbildung hinweisen. Die mittlere Rissbreite in der freien Prüflänge betrug bei abgeschlossenem Rissbild 0,55 mm. Auf Gebrauchslastniveau hingegen kann aus Bild 5 - 12 die Bildung von 11 Rissen mit einer Breite von 0,53 mm abgelesen werden. Die Garnzugspannung bei abgeschlossenem Rissbild betrug 2.169 N/mm², was nur gering über dem Gebrauchslastniveau von 2.000 N/mm² liegt. Teilweise traten Delaminationen auf (siehe Bild 5 - 11).

	Einheit	ZZ_5_2_A1	ZZ_5_2_A2	ZZ_5_1_A1	ZZ_7_2_A1
Bewehrungsquerschnitt	[mm ²]	30,6	30,6	15,3	30,6
Abgeschlossenes Rissbild					
Rissanzahl insgesamt	[-]	16	15	8	12
Rissanzahl im freien Prüfbereich	[-]	13	10	8	12
Mittlere Rissbreite	[mm]	$(7,81-1,46) / 13 = 0,49$	$(7,31-1,42) / 10 = 0,59$	$(9,31 - 2,13) / 8 = 0,89$	$(11,59 - 1,15) / 12 = 0,87$
Garnzugspannung	[N/mm ²]	1.667	1.592	2.169	1.824
Gebrauchslastniveau					
Rissanzahl	[-]	2	2	8	8
Mittlere Rissbreite	[mm]	$(2,26 - 1,10) / 2 = 0,58$	$(1,87-0,66) / 2 = 0,61$	$(7,98 - 2,13) / 11 = 0,53$	$(7,47 - 1,15) / 8 = 0,73$
Garnzugspannung	[N/mm ²]	1.000	1.000	2.000	1.400
Bemerkungen	[-]	-	Teilweise Delamination	Teilweise Delamination	-

Tab. 5 - 5: Zusammenfassung Versuchsergebnisse Zugversuche am Carbonbeton

Am Prüfkörper ZZ_7_2_A1 hingegen bildeten sich 12 Risse aus, die alle in der freien Prüflänge lagen und weitere 8 auf Gebrauchslastniveau (siehe Bild 5 - 11 und Bild 5 - 12). Hier wurden mittlere Rissbreiten von 0,87 mm bei abgeschlossenem Rissbild bei einer Garnzugspannung von 1.824 N/mm² und 0,73 mm mittlere Rissbreite auf Gebrauchslastniveau von 1.400 N/mm² bestimmt (vgl. Tab. 5 - 5). Delaminationen waren nicht zu beobachten. Insgesamt bildeten sich zwischen 8 und 13 Rissen im Prüfbereich aus, die Breiten von 0,58 – 0,73 mm aufwiesen. Sowohl Rissbreiten als auch die Rissanzahl nahmen mit der Dicke der Probekörper und der Anzahl an Bewehrungslagen zu.

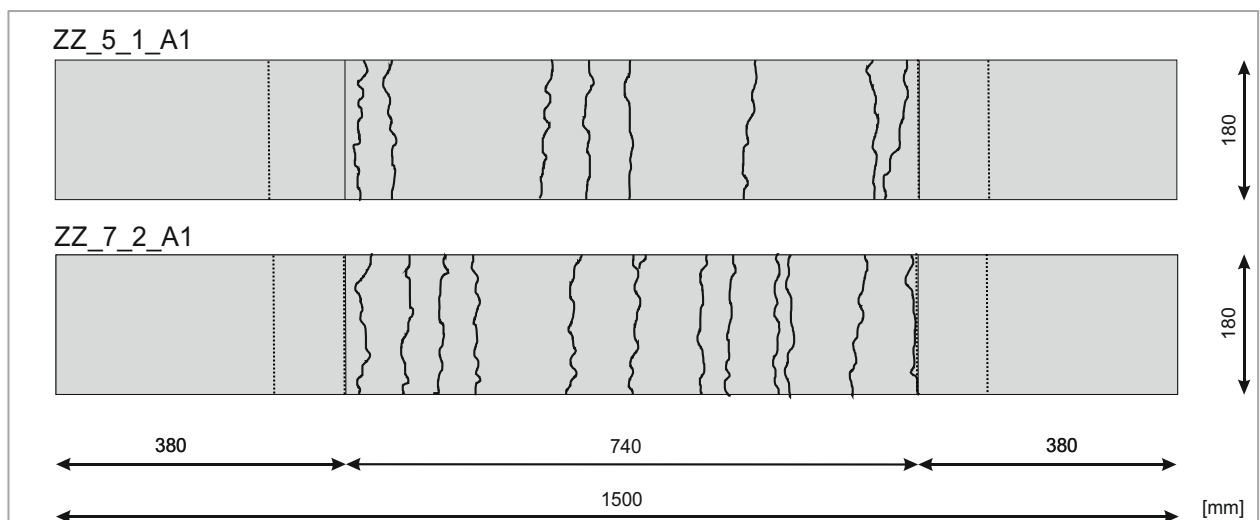


Bild 5 - 11: An den Probekörpern ZZ_5_1_A1 und ZZ_7_2_A1 aufgetretene Rissbilder.

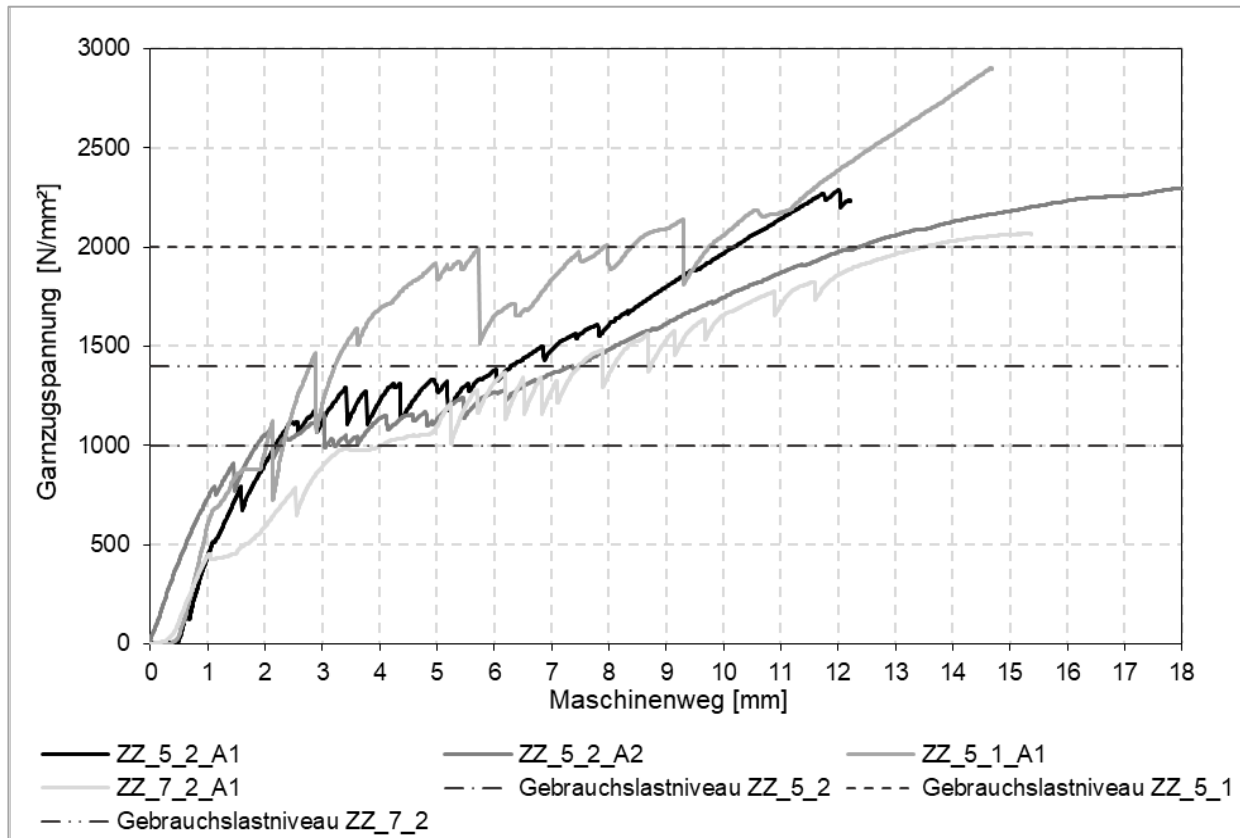


Bild 5 - 12: Garnspannung und Rissbildung in den Zugprobekörpern.

5.1.4 Biegezugversuche

Durchführung Biegezugversuche

Zur Charakterisierung des Materialverhaltens des Carbonbetons wurden, zusätzlich zu den oben beschriebenen Zugversuchen, 4-Punkt-Biegezugversuche mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min in einer hydraulisch gesteuerten Prüfmaschine durchgeführt. Analog zu den Biegezugversuchen an Verbundprobekörpern (siehe Kapitel 5.3.2) wurden Auflagerabstände von 700 mm und ein Abstand der Lasteinleitungspunkte von 250 mm gewählt. Es ergaben sich so Einspannungslängen der Carbonbewehrung von 400 mm pro Seite (siehe Bild 5 - 13).

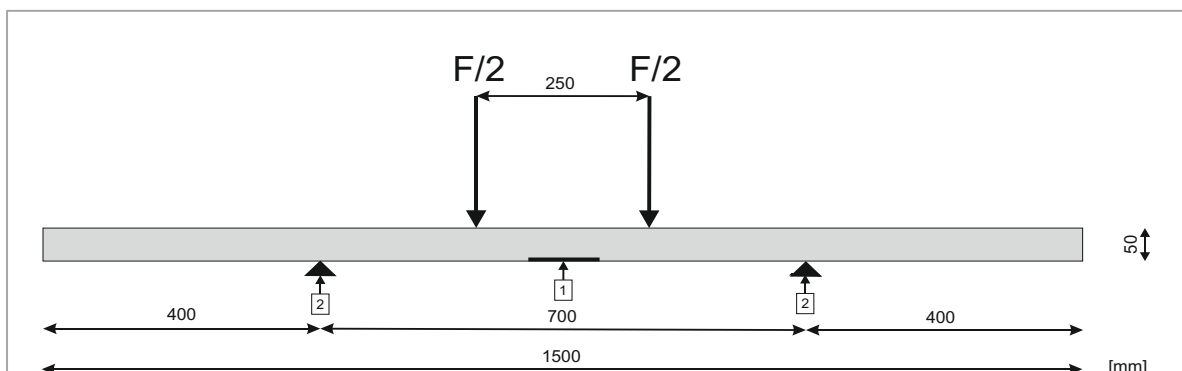


Bild 5 - 13: Versuchsaufbau Biegezugversuche AP 2, 1 – Position Dehnmessstreifen, 2 – Auflagerpunkte.

Aufgezeichnet wurden während der Versuche der Maschinenweg sowie die aufgebrachte Kraft. Zudem wurden Dehnungen an der Carbonbetonoberfläche punktuell über Dehnmessstreifen (DMS) erfasst. Deren Position kann Bild 5 - 13 entnommen werden.

Auswertung Biegezugversuche

Insgesamt werden nachfolgend zwei Probekörper mit 50 mm Betondicke und 2 Bewehrungslagen (BZ_5_2_A1 und BZ_5_2_A2), 50 mm dicker Probekörper mit einer Bewehrungslage (BZ_5_1_A1) und ein zweilagig bewehrter Probekörper mit 70 mm Dicke (BZ_7_2_A1) betrachtet.

Alle vier untersuchten Probekörper zeigten ähnliches Riss- und Tragverhalten. Die zunehmende Belastung ging zunächst mit einer Verformung des gesamten Probekörpers einher (siehe Bild 5 - 14). Dann bildeten sich von jedem Lasteinleitungspunkt aus jeweils ein Riss. Zwischen diesen entstanden je Probekörper eine variierende Anzahl weiterer Risse. Diese bildeten sich zunächst im Zugbereich und wuchsen mit zunehmender Last in den Druckbereich des Probekörpers. An den Lasteinleitungspunkten zeigten sich zudem schuppenförmige Abplatzungen des Betons. In allen Fällen wurden die Versuche beendet, sobald ein Reißen der Bewehrung akustisch wahrnehmbar war. In zwei Fällen traten Delaminationen von Beton und Bewehrung auf, wobei das Reißen der Bewehrung auch hier das maßgebende Versagenskriterium darstellte. Hinweise auf Auszug der Bewehrungslagen aus der Betonmatrix gab es in keinem Fall.

Im Folgenden wird der Spannungsverlauf bezogen auf den jeweiligen Betonquerschnitt und die Dehnung im Dehnmessstreifen (DMS), beides in Abhängigkeit des zurückgelegten Maschinenwegs, betrachtet. Die angegebenen Rissbreiten wurden am entlasteten und vollflächig gelagerten Probekörper an der Betonzugseite bestimmt und in den Bildern Bild 5 - 15, Bild 5 - 17, Bild 5 - 19 und Bild 5 - 21 dargestellt.

Am BZ_5_2_A1 (siehe Bild 5 - 16) traten keine Delaminationen auf und die maximal erreichte Spannung betrug $30,483 \text{ N/mm}^2$. Es konnten an 4 Rissen Rissbreiten von 0,1 bis 1,6 mm gemessen werden (siehe Bild 5 - 15). Die Spannung bei Erstrissbildung betrug $10,579 \text{ N/mm}^2$. Ab diesem Zeitpunkt zeichnete auch der DMS Dehnungen auf. Zunächst stiegen die Dehnungen von 0 auf $184 \mu\text{m/m}$, fielen dann langsam wieder auf null ab, um startend zwischen dem Entstehen des dritten und vierten Risses schlagartig auf ein Maximum von $2844 \mu\text{m/m}$ anzusteigen, welches zum gleichen Zeitpunkt wie die maximale Spannung erreicht wurde. Alle 4 Risse sind im Spannungsverlauf sichtbar und ein Riss verlief im Messbereich des DMS (siehe Bild 5 - 15).

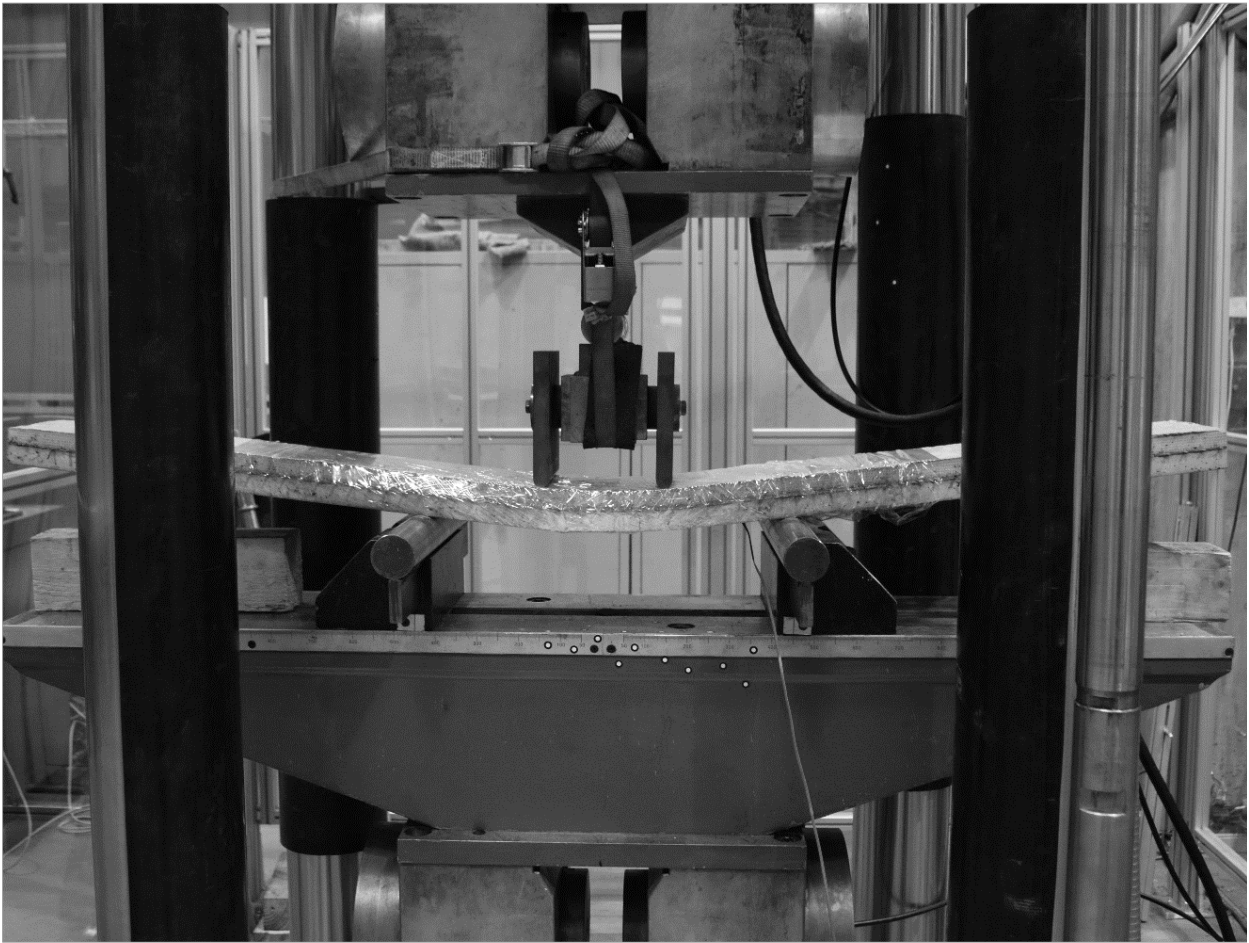


Bild 5 - 14: Durchbiegung der Probekörper während des Biegeversuchs.

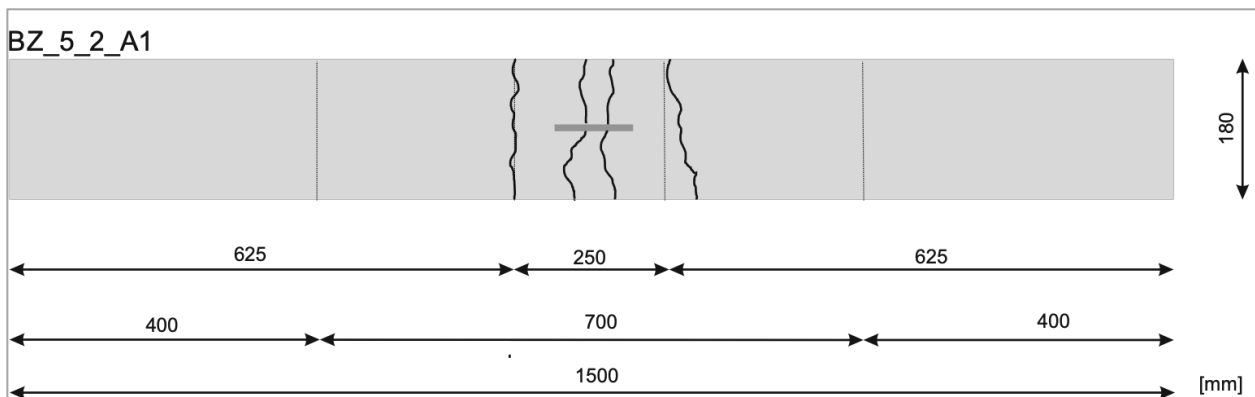


Bild 5 - 15: Rissbild am Probekörper BZ_5_2_A1.

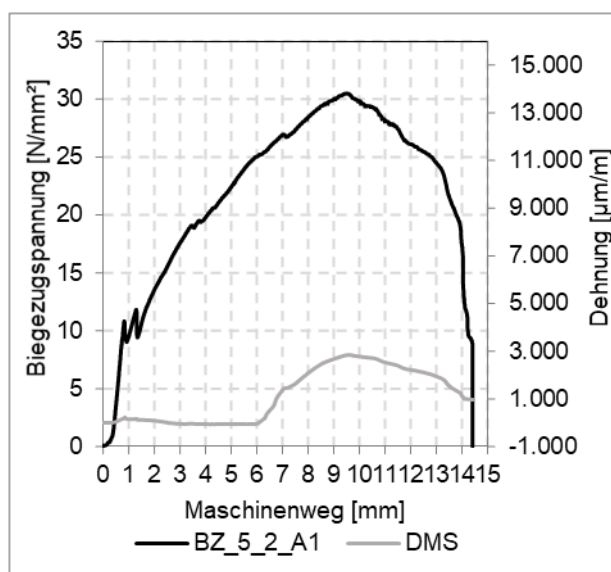


Bild 5 - 16: Biegezugspannung und Rissbildung/Dehnung Probekörper BZ_5_2_A1.

Am Probekörper BZ_5_2_A2 traten ebenfalls keine Delaminationen auf. Hier konnte eine maximale Biegezugspannung von 33,436 N/mm² erreicht werden, wobei sich der erste Riss bei einer Spannung von 11,723 N/mm² bildete (siehe Bild 5 - 18). Von den insgesamt 5 Rissen sind 4 im Diagramm sichtbar und der fünfte ging mit dem Versagensbeginn der Bewehrung und somit dem Ende des Versuches einher. Hier konnten Rissbreiten von 0,15 – 1,0 mm festgestellt werden (siehe Bild 5 - 17). Ab dem zweiten Riss traten Dehnungen im DMS auf, die fast kontinuierlich anstiegen auf einen Maximalwert von 15.444 µm/m. Bei der Bildung jedes weiteren Risses sanken die Dehnungen kurzzeitig geringfügig.

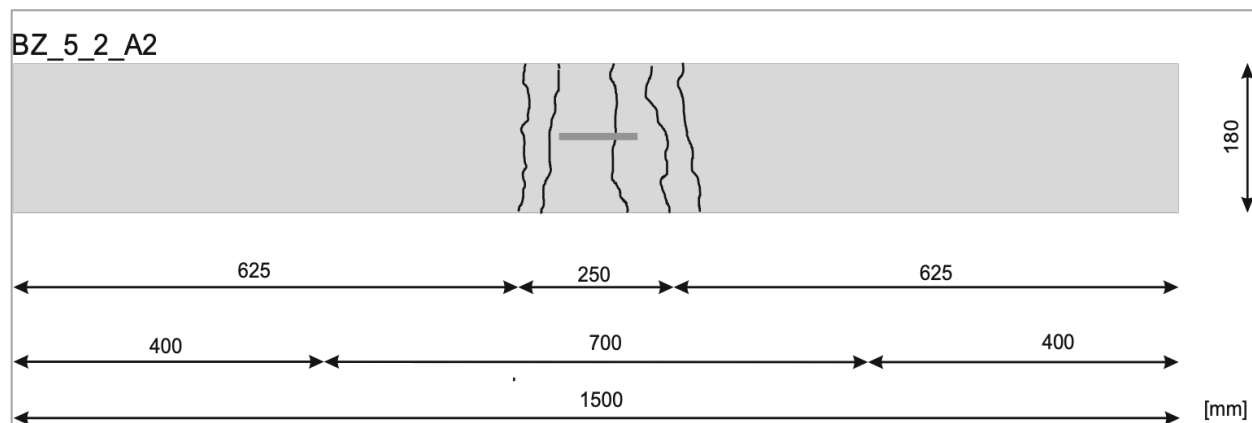


Bild 5 - 17: Rissbild am Probekörper BZ_5_2_A2.

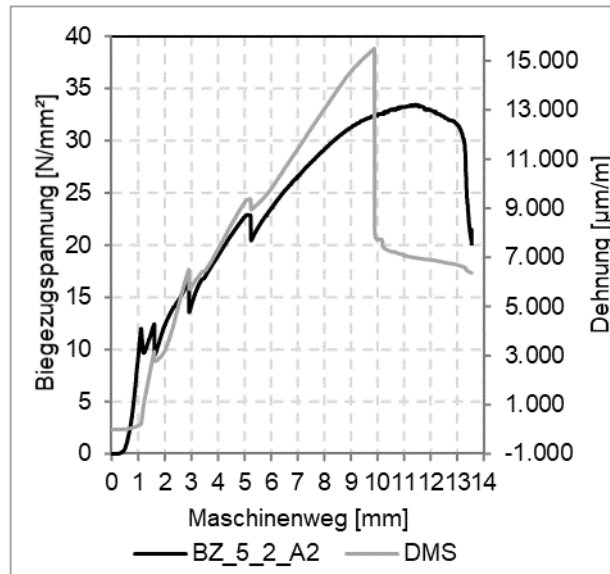


Bild 5 - 18: Betonzugspannung und Rissbildung/Dehnung Probekörper BZ_5_2_A2.

Zusätzlich zu den drei Rissen von 0,1 – 0,6 mm Breite traten am Probekörper BZ_5_1_A1 Delamination zwischen Bewehrung und Beton auf. Diese ging von einem der äußeren Risse aus und setzte sich in Richtung Probekörpermitte fort (siehe Bild 5 - 19), erreichte jedoch nicht den mittleren Riss. Bei Erstrissbildung wurde eine Spannung von 8,102 N/mm² und maximal von 18,453 N/mm² erreicht (siehe Bild 5 - 20). Alle Risse sind im Diagramm abgebildet und ein Riss verlief durch den DMS. Der Riss konnte vom DMS jedoch nicht erfasst werden, bevor dieser schlagartig versagte.

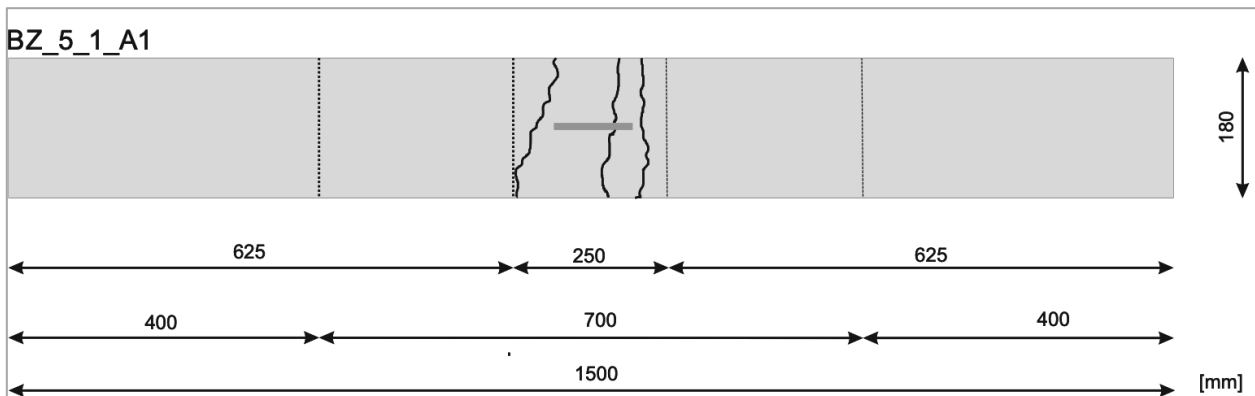


Bild 5 - 19: Rissbild am Probekörper BZ_5_1_A1.

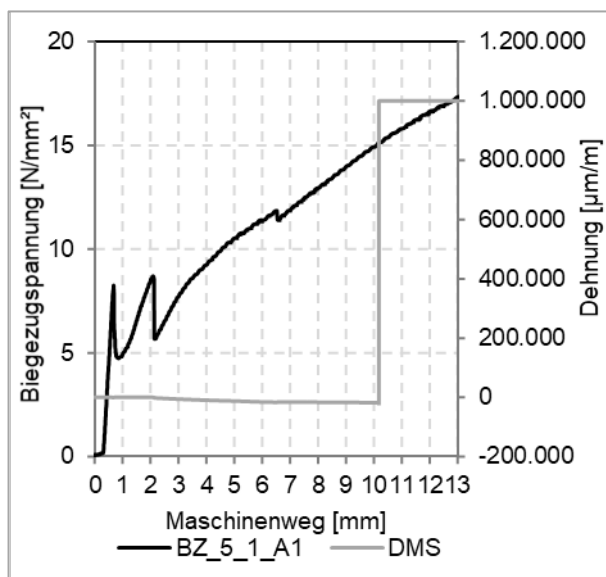


Bild 5 - 20: Betonzugspannung und Rissbildung/Dehnung Probekörper BZ_5_1_A1.

Die größte Anzahl an Rissen entstand am Probekörper BZ_7_2_A1. Hier bildeten sich 6 Risse, von denen zwei unterhalb des DMS verliefen (siehe Bild 5 - 21 und Bild 5 - 22). Bei der Erstrissbildung bei einer Spannung von $8,574 \text{ N/mm}^2$ versagte der DMS, weshalb auch hier keine Dehnungen aufgezeichnet werden konnten. Die maximale Spannung von $22,900 \text{ N/mm}^2$ wurde unmittelbar vor der Bildung des letzten Risses erreicht (Bild 5 - 23). Im Diagramm ablesbar sind hier 5 der 6 Risse. Gemessen wurden Rissbreiten von $0,1 - 0,95 \text{ mm}$ (siehe Tab. 5 - 6).

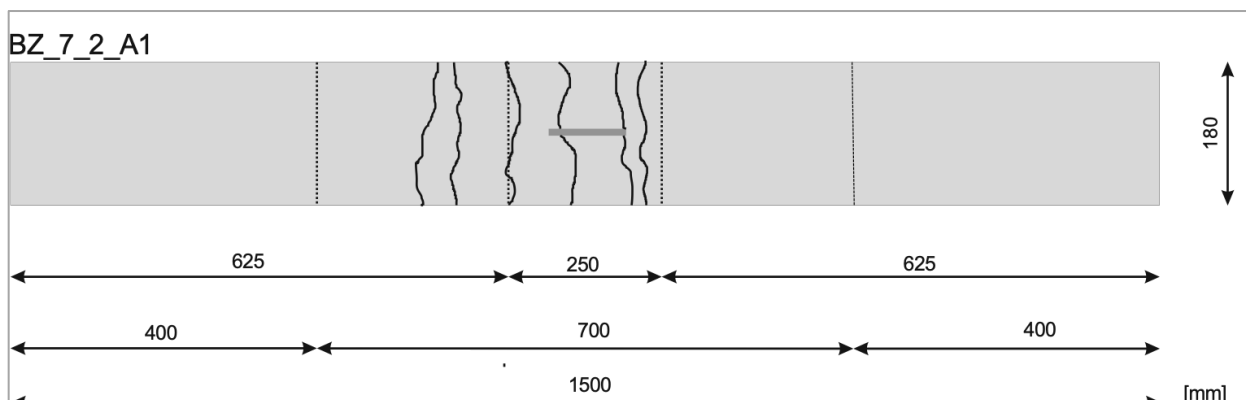


Bild 5 - 21: Rissbild am Probekörper BZ_7_2_A1.

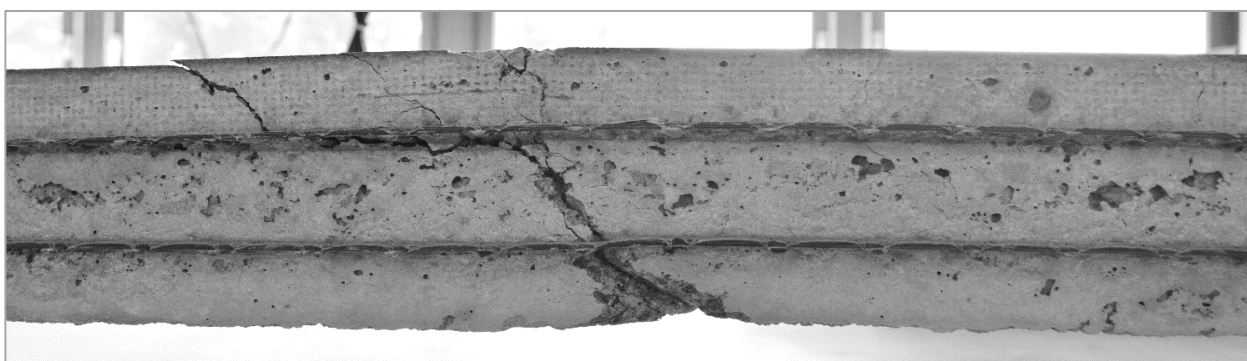


Bild 5 - 22: Riss im Probekörper BZ_7_2_A1 nach Biegezugbelastung, teilweise Delamination von Matrix und Bewehrung.

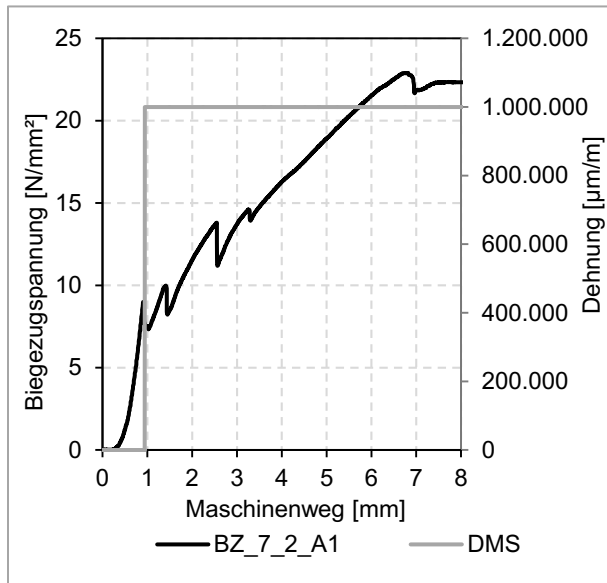


Bild 5 - 23: Betonzugspannung und Rissbildung/Dehnung Probekörper BZ_7_1_A1.

Im Vergleich aller Probekörper zeigt sich, dass in den statischen Biegezugversuchen die höchsten Spannungen in 50 mm dicken Probekörpern mit zwei Bewehrungslagen aufgenommen werden konnten. Die geringsten Spannungen wurden im 50 mm dicken Probekörper mit einer Bewehrungslage erreicht. Die Rissanzahl nahm mit der Anzahl der Bewehrungslagen und der Probekörperdicke ab (Tab. 5 - 6, Bild 5 - 24).

	Einheit	BZ_5_2_A1	BZ_5_2_A2	BZ_5_1_A2	BZ_7_2_A1
Maximale Spannung	[N/mm ²]	30,483	33,436	18,453	22,900
Spannung bei Erstriss	[N/mm ²]	10,579	11,723	8,102	8,574
Rissanzahl	[-]	4	5	3	6
Rissbreiten	[mm]	0,1 / 0,2 / 1,6 / 0,1	0,2 / 0,15 / 0,25 / 1,0 / 0,1	0,1 / 0,3 / 0,6	0,95 / 0,15 / 0,5 / 0,2 / 0,2 / 0,1
Delamination	[-]	nein	nein	ja	ja
vom DMS aufgezeichnete Dehnungen					
Dehnung bei Erstriss	[µm/m]	285	2805	-	-
Maximale Dehnung	[µm/m]	2844	15497	-	-

Tab. 5 - 6: Zusammenfassung Versuchsergebnisse Biegezugversuche am Carbonbeton

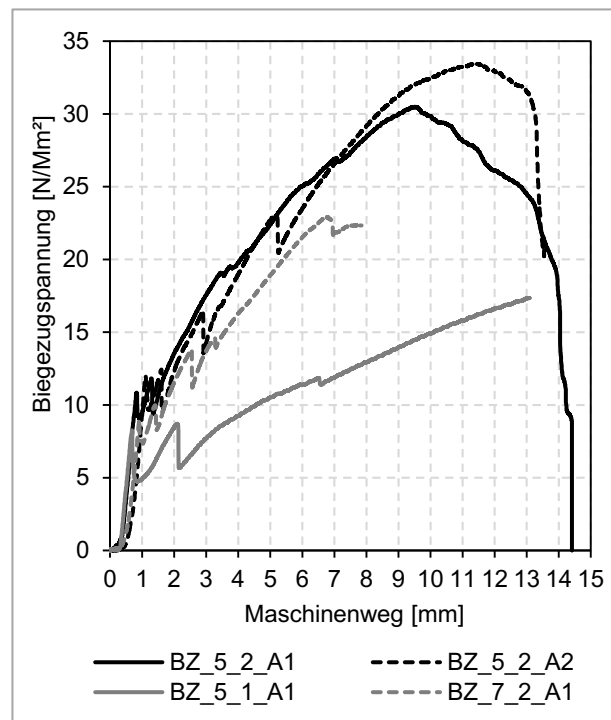


Bild 5 - 24: Betonzugspannung und Rissbildung in den Probekörpern unter Biegezugbelastung.

5.2 Orientierende Untersuchungen des Schwindverhaltens (AP2, RUB)

5.2.1 Durchführung der Schwindversuche

Orientierend wurde das Schwindverhalten des Carbonbetons an zwei 500 mm x 500 mm x 50 mm großen Platten, die zweilagig bewehrt waren, im Labor des Lehrstuhls für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum untersucht. Dazu wurden die Platten nach der Betonage (Herstellung analog zu Kapitel 5.1.1, Bild 5 - 3) 24 Stunden in der mit PE-Folie abgedeckten Schalung belassen und anschließend im Normalklima (20 °C Lufttemperatur, 65 % Luftfeuchtigkeit) zwangungsfrei für 100 Tage gelagert (siehe Bild 5 - 25). Unmittelbar nach dem Lagerungsbeginn wurden die erste Messung mit einem Setzdehnungsmesser nach dem aus Bild 5 - 25 und Bild 5 - 26 ersichtlichen Messschema durchgeführt und die Werte als Nullwert festgehalten. Im Zeitraum von 100 Tagen erfolgten unregelmäßig weitere Messungen. Von der geplanten täglichen Messung musste auf Grund der Schließung der Labore bedingt durch die Corona-Pandemie abgewichen werden. Sowohl gemessene Dehnungen als auch Messzeitpunkt wurden festgehalten. Alle Messungen wurden mit einem BAM-Setzdehnungsmesser der Bauart „Pfender“ durchgeführt, welcher einen Messbereich von $\pm 0,5$ mm bei einer Ablesegenauigkeit von 0,001 mm aufweist.

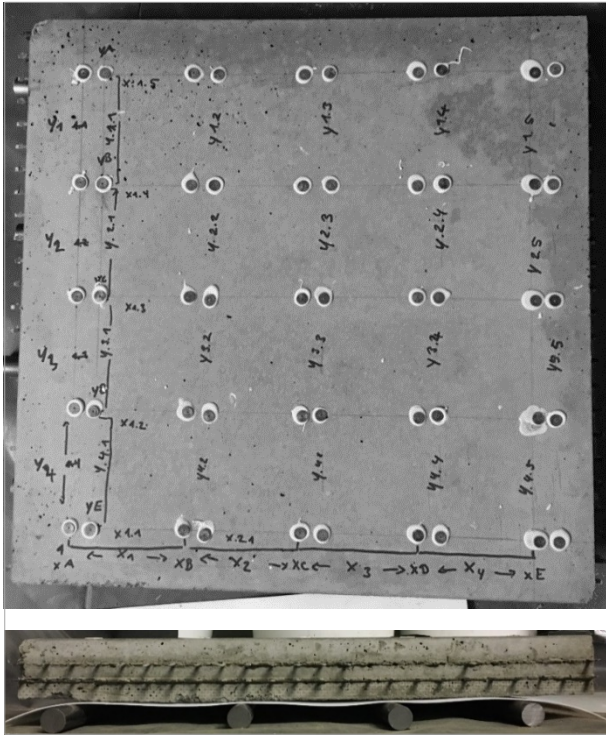


Bild 5 - 25: Probekörper SV_5_2_A1 für Schwindversuche mit aufgeklebten Messmarken für Setzdehnungsmessungen.

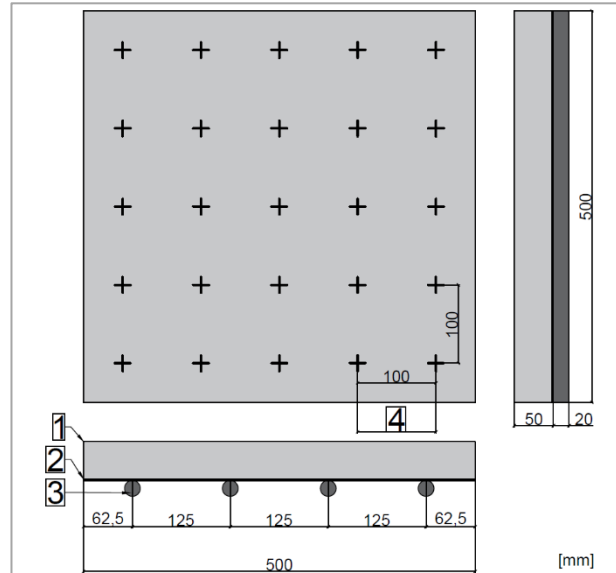


Bild 5 - 26: Skizze Probekörper für Schwindversuche mit Messraster, 1 – Probekörper aus Carbonbeton, 2 – PTFE-Folie (4 mm), 3 - Stahlvollprofile (Durchmesser 20 mm), 4 – Messstrecke Schwindmessungen.

5.2.2 Auswertung der Schwindversuche

Insgesamt konnte über den Versuchszeitraum optisch keine Veränderungen an den Probekörpern festgestellt werden. Es traten weder sichtbare Schwindrisse noch sonstige Veränderungen an der Betonoberfläche auf. Im Mittel betragen die Dehnungen 0,38 ‰, wobei in X- Richtung mit im Mittel 0,34 ‰ geringere Dehnungen als in Y-Richtung mit 0,44 ‰ auftraten (siehe Bild 5 - 27 und Tab. 5 - 7). Es ist zu vermuten, dass die Stahlvollprofile, welche mit der Längsachse in X-Richtung angeordnet waren, die Dehnungen in diese Richtung beeinflussten. Des Weiteren schwanden die Probekörper mit 0,38 ‰ in X-Richtung bzw. 0,51 ‰ in Y-Richtung in den Randbereichen stärker als in der Probekörpermitte (0,33 – 0,31 ‰ in X-Richtung, 0,43 – 0,44 ‰ in Y-Richtung) (vgl. Bild 5 - 28 und Bild 5 - 29).

Der zeitliche Verlauf des Schwindens zeigt für beide Probekörper einen für Normalbeton typischen Verlauf. Das mittlere Schwinden beider Probekörper lässt sich für den betrachteten Zeitraum von 100 Tagen annähernd als nachfolgende Funktionen darstellen:

$$SV_5_2_A1: y = 0,0832 \ln(x) - 0,0596, R^2 = 0,9284 \quad \text{Gl. 5-9}$$

$$SV_5_2_A2: y = 0,0823 \ln(x) + 0,0118, R^2 = 0,9404 \quad \text{Gl. 5-10}$$

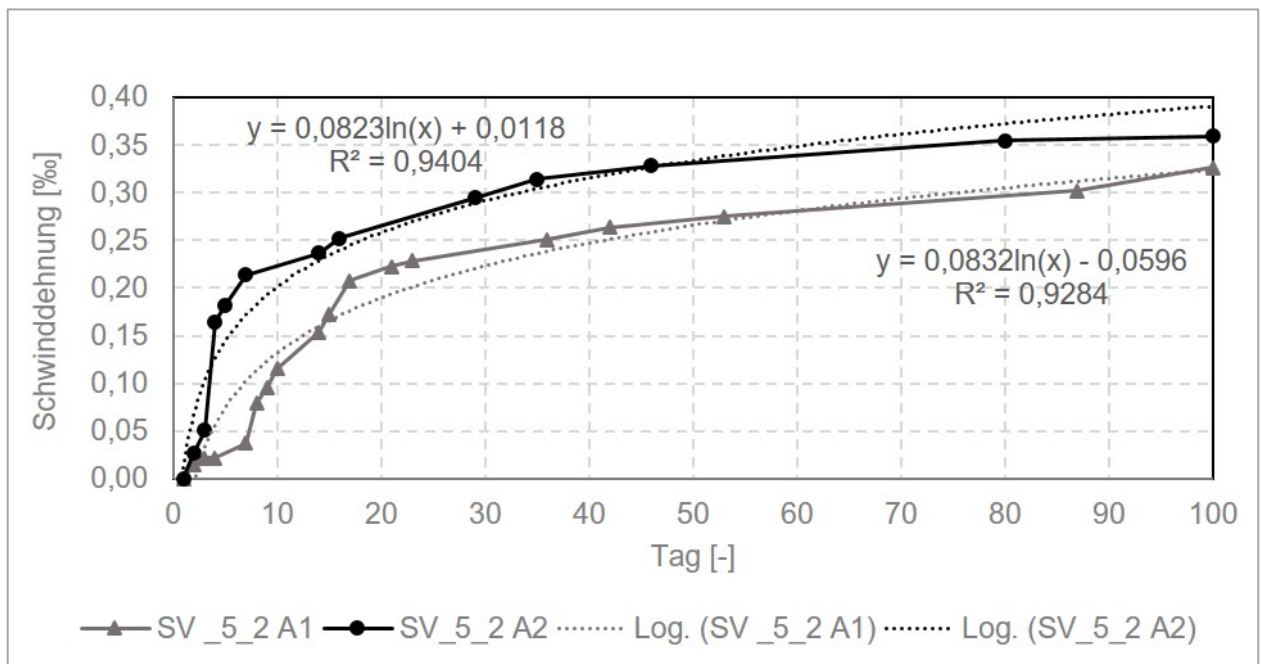


Bild 5 - 27: Mittelwerte der Schwinddehnungen

Maximalwerte	SV_5_2_A1	SV_5_2_A2	MW
Einheit	[‰]	[‰]	[‰]
Gesamtfläche	0,44	0,33	0,38
X Richtung	0,36	0,33	0,34
Y Richtung	0,50	0,38	0,44
Randachsen (1,5)			
X Richtung	0,38	0,37	0,38
Y Richtung	0,54	0,47	0,51
RM-Achse (2,4)			
X Richtung	0,35	0,31	0,33
Y Richtung	0,52	0,34	0,43
Mittelachse (3)			
X Richtung	0,35	0,28	0,31
Y Richtung	0,55	0,34	0,44

Tab. 5 - 7: Maximale Schwinddehnungen am Carbonbeton

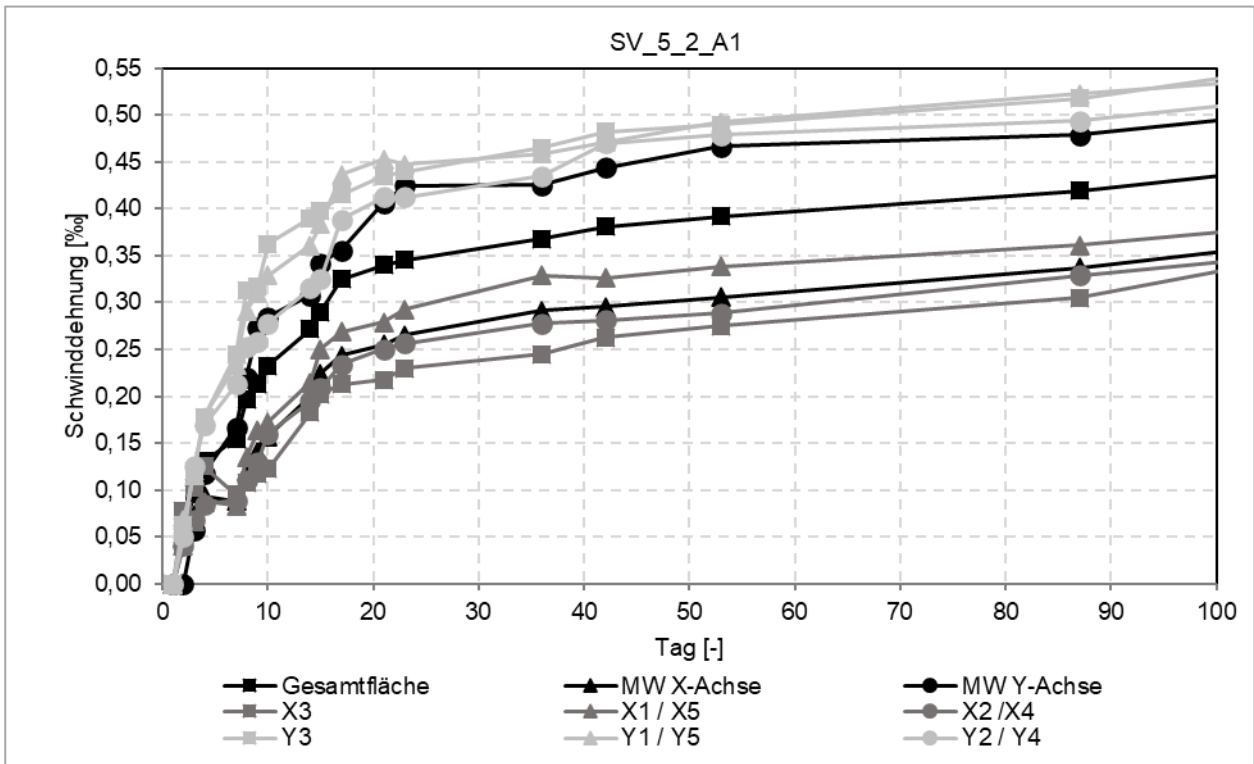


Bild 5 - 28: Mittelwerte der Schwinddehnungen am Probekörper SV_5_2_A1

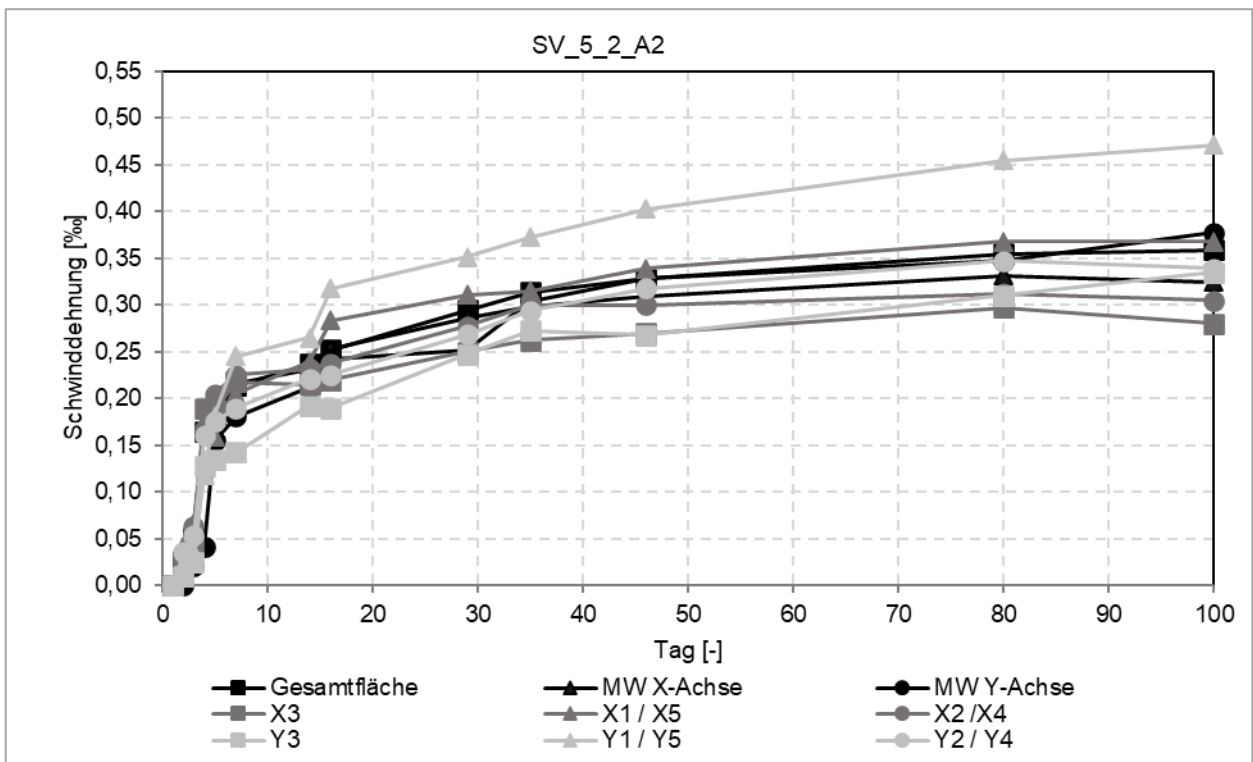


Bild 5 - 29: Mittelwerte der Schwinddehnungen am Probekörper SV_5_2_A2

5.3 Biegezugversuche am Verbundkörper unter statischer und zyklischer Belastung (AP3, RUB)

Die im nachfolgenden Kapitel beschriebenen Untersuchungen wurden im Labor des Lehrstuhls für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt.

5.3.1 Probekörper für die Biegezugversuche am Verbundkörper

Abmessungen

Für die Untersuchungen zum Verbund zwischen Carbonbeton und dem darunterliegenden Unterbeton wurden zwei unterschiedlich ausgebildete Probekörperarten verwendet. Wobei die in Kapitel 4.1 beschriebenen Betone und die in den Vorversuchen ausgewählte Bewehrung A (siehe Kapitel 4.2) verwendet wurden.

Der Aufbau der Probekörper für die Versuche unter zyklischer Belastung orientierte sich in der Höhe an der in Deutschland üblichen Gesamtdicke einer unbewehrten Betonfahrbahndecke von 270 mm, um das Materialverhalten in situ möglichst genau abzubilden. Da hier Carbonbetonschichten von 50 bzw. 70 mm appliziert wurden, reduzierte sich die Höhe des Unterbetons somit auf 220 bzw. 200 mm. Bei einer Länge von 1800 mm wiesen die Probekörper eine Breite von 500 mm auf (siehe Bild 5 - 30).

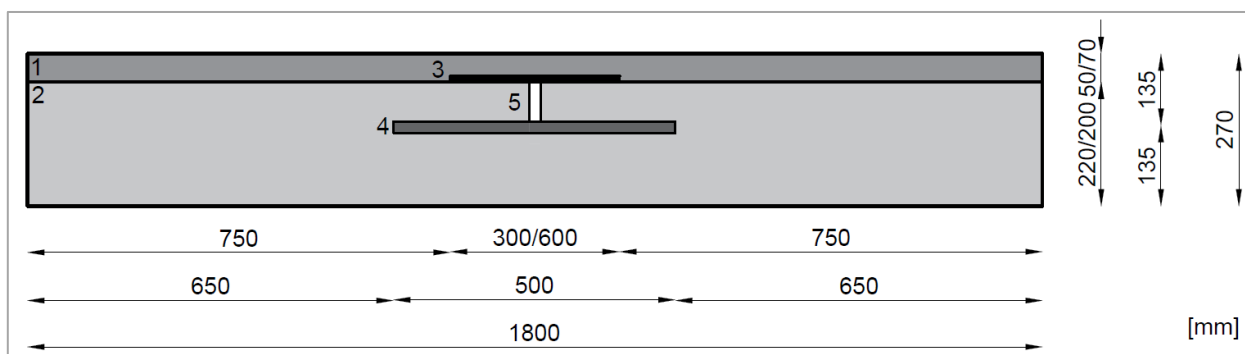


Bild 5 - 30: Probekörper für zyklische Biegezugversuche aus AP 3, 1 – Carbonbeton (CRC), 2 – Unterbeton, 3 – Verbundtrennung, 4 – Straßenbaudübel (500 mm Länge, 25 mm Durchmesser), 5 – Fugeneinlage (20 mm x 75 /55 mm).

Im Fokus der statischen Versuche stand hingegen das Rissbildungsverhalten unterschiedlich konfigurierter Carbonbetonschichten im Verbund mit einem Unterbeton. Daher wurde hier die Höhe des Unterbetons zu konstant 150 mm gewählt. Es ergaben sich so Probekörperhöhen von 200 mm und 220 mm. Sie wurden ebenfalls mit 1800 mm Länge, aber 240 mm Breite hergestellt (siehe Bild 5 - 31). In beiden Fällen wurde die Probekörperbreite und -länge durch die Randbedingungen der verwendeten Versuchsaufbauten und Prüfmaschinen begrenzt.

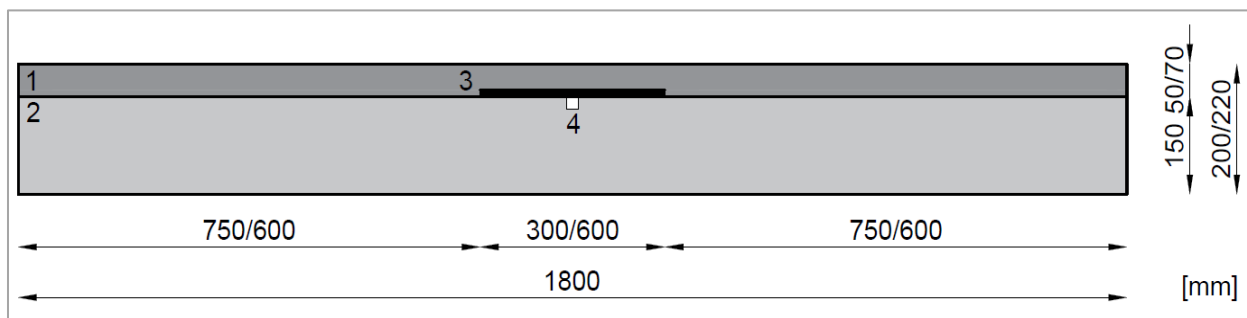


Bild 5 - 31: Probekörper für statischen Biegezugversuche aus AP 3, 1 – Carbonbeton (CRC), 2 – Unterbeton, 3 – Verbundtrennung, 4 – Fugeneinlage (20 mm x 30 mm).

Simulation der Dehnungsfuge

Zur Berücksichtigung der fugenlosen Überbauung der Dehnungsfugen in situ wurde in den zyklischen Versuchen der Unterbeton der Verbundbalken jeweils mit einer Fuge ausgebildet. Diese wurden jeweils mit zwei Dübeln aus Stahl (500 mm Länge, 25 mm Durchmesser, pulverbeschichtet), wie sie im Betonstraßenbau verwendet werden, bewehrt und dazu im Abstand von 250 mm auf Dübelhaltern so eingebaut, dass sie auf halber Balkenhöhe lagen. Die Ausbildung der Fuge selbst erfolgte über eingelegte ca. 20 mm dicke XPS-Streifen (siehe (5), Bild 5 - 30), die nur im Zugbereich des Verbundbalkens angeordnet wurden. In den statischen Versuchen hingegen wurde die Fuge durch eine ca. 20 mm breite und 30 mm tiefe Aussparung simuliert (siehe (4) Bild 5 - 31), da der Einfluss von eingelegten Straßendübeln auf das Verformungs- und Rissbildungsverhalten des Carbonbetons, auf dem in diesen Versuchen der Fokus lag, im Rahmen dieses Projekts nicht eindeutig bestimmbar war. Die Aussparung wurde durch während der Betonage eingelegte Holzleisten geschaffen, die nach dem Ausschalen des Betons wieder entfernt wurden.

Ausbildung der Verbundfuge

Entsprechend den Ausführungen zum Verbundverhalten von Unterbeton und dünnem Aufbeton in Kapitel 3.3.1 wurde die Oberfläche des Unterbetons unmittelbar nach der Betonage mit Oberflächenverzögerer besprüht und nach ca. 12 Stunden mittels Wasserstrahlen so bearbeitet, dass eine Rauigkeit wie bei Instandsetzungsmaßnahmen in situ an Betonfahrbahndecken erreicht wurde. Ein Aufräuen der Oberfläche mittels Fräsen war auf Grund der Probekörperabmessungen nicht möglich. Auf Höchstdruckwasserstrahlen wurde verzichtet, da die Tiefe des Betonabtrags für Versuchszwecke zu ungenau steuerbar war.

Verbundtrennung im Dehnungsfugenbereich

Hinsichtlich der Rissbreitenbeschränkung im Fugenbereich infolge späterer Fugenbewegungen sollte der Nutzen einer Unterbrechung des Verbunds zwischen Unter- und Carbonbeton auf eine begrenzte Länge beidseits der Fuge untersucht werden. Diese Verbundtrennung (im Folgenden VBT) ermöglicht eine freie Dehnlänge, welche die Ausbildung feiner Risse in der Carbonbetonschicht unter Zugbelastung begünstigen und die Bildung von Reflexionsrissen verhindern sollte (MORALES CRUZ, C. / RAUPACH, M. / MAINZ, H. 2017, ORLOWSKY, J. / RAUPACH, M. / WESTENDARP, A. 2011 und BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU 2019). Als Verbundtrennungsmaterial wurde an einigen Probekörpern eine aluminiumkaschierte Bitumenbeschichtung bzw. 0,3 mm dicke PE-Folie in einer Breite von 150 mm bzw. 300 mm beidseitig der Querfuge aufgebracht (siehe (3) Bild 5 - 30, Bild 5 - 31 und Bild 5 - 32).

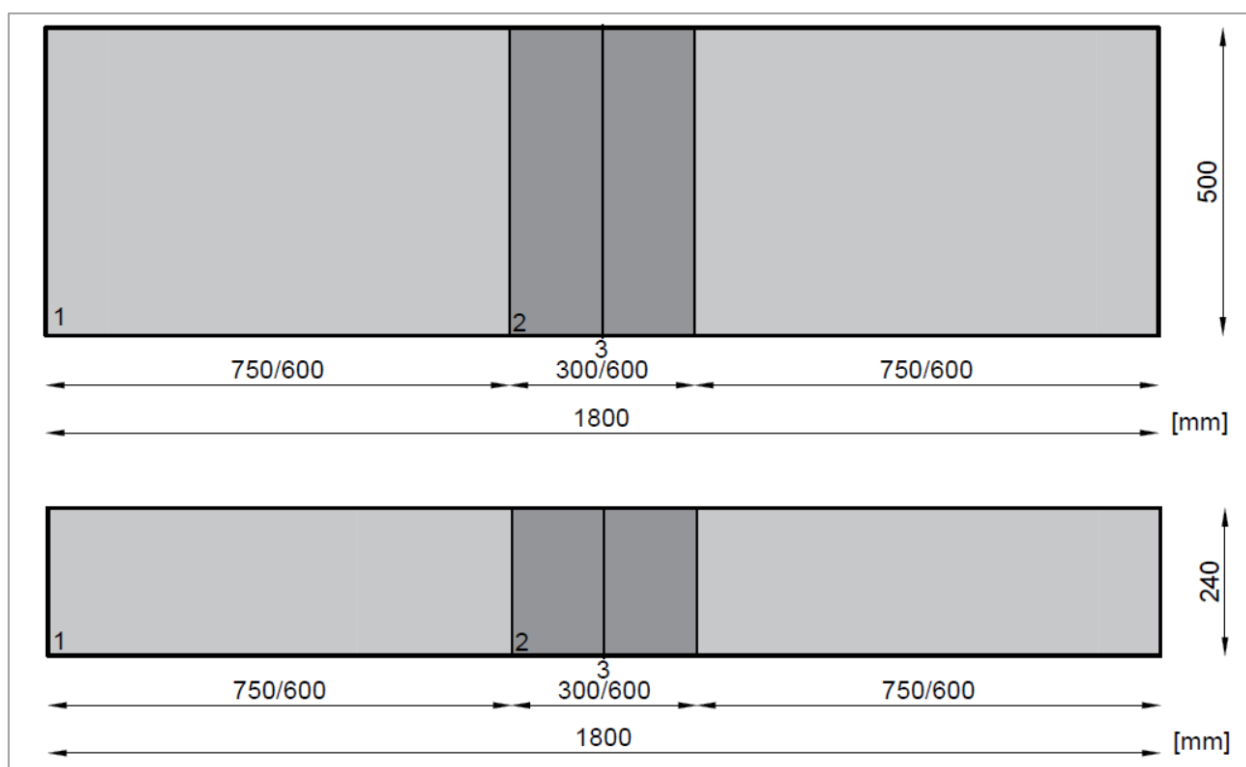


Bild 5 - 32: Position von Verbundtrennungsmaterialien für die Verbundbalken für Biegezugversuche unter zyklischer (oben) und statischer (unten) Last. 1 – Unterbeton / CRC, 2 – Verbundtrennung, 3 – Dehnungsfuge / Balkenmitte.

Herstellung der Probekörper

Zunächst wurden die Unterbetonschichten für alle Verbundprobekörper betoniert und dabei die simulierten Dehnungsfugen und Verbundfugen wie oben beschrieben ausgebildet (siehe Bild 5 - 34). Insgesamt entstanden so jeweils 13 Probekörper für statische und zyklische Biegezugversuche, deren Konfigurationen der Tab. 5 - 8 entnommen werden können.

Im Anschluss erfolgte eine Reinigung der Unterbetonschichten, ggf. das Aufbringen der Verbundtrennung und die Betonage der CRC-Schichten analog zu Bild 5 - 3. Hierzu wurden um die Unterbetonschichten Holzschalungen gestellt, die eine Lagefixierung der Bewehrung ermöglichten. Betoniert wurde im Laminierverfahren, auch wenn das Gießen des Betons auf Grund der Maschenweite der Carbonbewehrung grundsätzlich möglich gewesen wäre. Begründet war dies in der notwendigen händischen Verdichtung, da eine maschinelle Verdichtung mittels Schalungs- oder Oberflächenrüttler sich für die Verbundbalken als nicht praktikabel herausstellte.

Die Bezeichnung der Probekörper erfolgte nach folgender Systematik (Bild 5 - 33, auch auf der letzten Berichtsseite abgebildet):

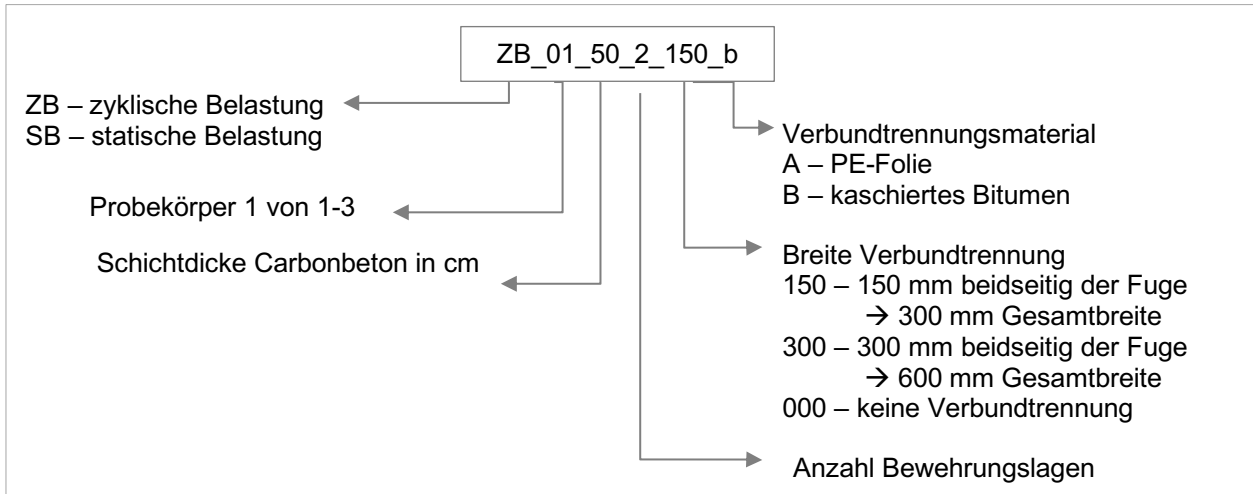


Bild 5 - 33: Systematik für die Probekörperbezeichnung

Schichtdicke Carbonbeton	Lagenanzahl Bewehrung	Maße Probekörper	Anzahl Probekörper		
Biegezugversuche mit statischer Belastung					
			Verbundtrennung		
			ja (150 mm beidseitig)	ja (300 mm beidseitig)	nein
50 mm	1	500 mm x 1800 mm x 200 mm	1 (auf Basis * auszuwählen)	-	-
50 mm	2	500 mm x 1800 mm x 200 mm	5 (drei Bitumenbeschichtung und zwei PE-Folie)*	4 (je zwei Bitumenbeschichtung und PE-Folie)	2
70 mm	2	500 mm x 1800 mm x 200 mm	1 (auf Basis * auszuwählen)	-	-
Biegezugversuche mit zyklischer Belastung					
			Verbundtrennung		
			ja (150 mm beidseitig)	ja (300 mm beidseitig)	nein
50 mm	1	500 mm x 1800 mm x 270 mm	1 (auf Basis * auszuwählen)	-	-
50 mm	2	500 mm x 1800 mm x 270 mm	5 (zwei Bitumenbeschichtung und drei PE-Folie)*	4 (je zwei Bitumenbeschichtung und PE-Folie)	2
70 mm	2	500 mm x 1800 mm x 270 mm	1 (auf Basis * auszuwählen)	-	-

Tab. 5 - 8: Konfigurationen der Probekörper für die Versuche an Verbundprobekörpern

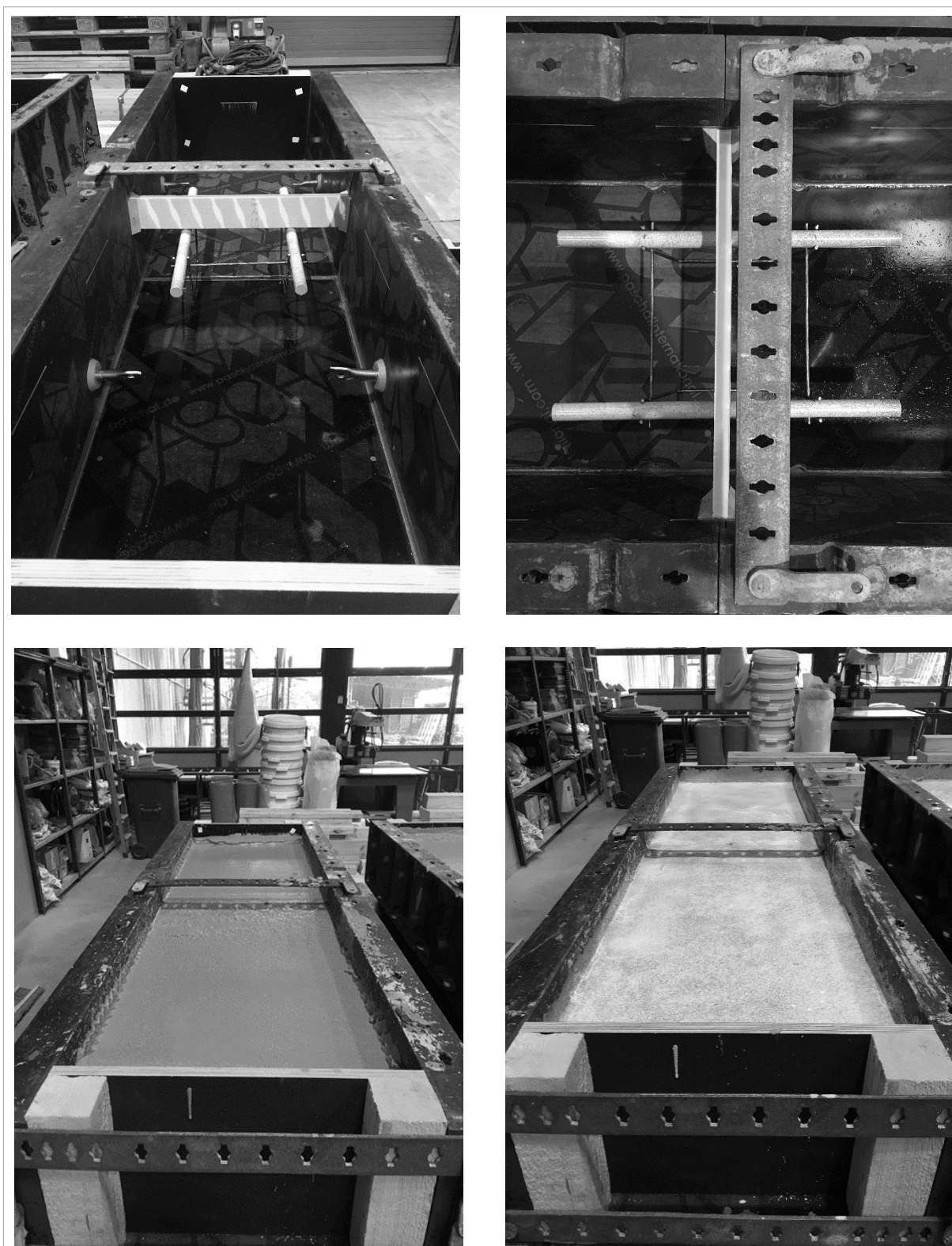


Bild 5 - 34: Herstellung der Unterbetonschichten. Oben links – Schalung mit Einbauteilen, oben rechts – Einbauteile in der Aufsicht, unten links – eingefüllter Beton, unten rechts- auf Betonoberfläche aufgetragene Oberflächenverzögerer zur Freilegung der Gesteinskörnung durch Auswaschen.

5.3.2 Statische Biegezugversuche

Durchführung statische Biegezugversuche

In den durchgeführten Biegezugversuchen unter statischer Beanspruchung sollte die Rissentwicklung in der Carbonbetonschicht im Verbund mit einem Unterbeton untersucht werden.

Durchgeführt wurden die Versuche in weggeregelten 4-Punkt-Biegezugversuche mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 1 mm/min, wobei ein Abstand der Lasteinleitungspunkte von 250 mm und ein Abstand der Auflager von 750 mm eingehalten wurde. So ergaben sich beidseitig 525 mm unbelastete Balkenbereiche die als Verankerungsbereiche für die Carbonbewehrung dienten (siehe Bild 5 - 35). So sollte ein Auszug der Carbonbewehrung aus der Betonmatrix verhindert und gleichzeitig die Verankerung der Bewehrung über lange Einspannungslängen in situ simuliert werden.

Aufgezeichnet wurden während der Versuche der Maschinenweg sowie aufgebrachte Kraft. Zudem wurden Dehnungen an der Carbonbetonoberfläche punktuell über Dehnmessstreifen (DMS) erfasst, die auf der Carbonbetonoberfläche in Balkenmitte angeordnet waren.

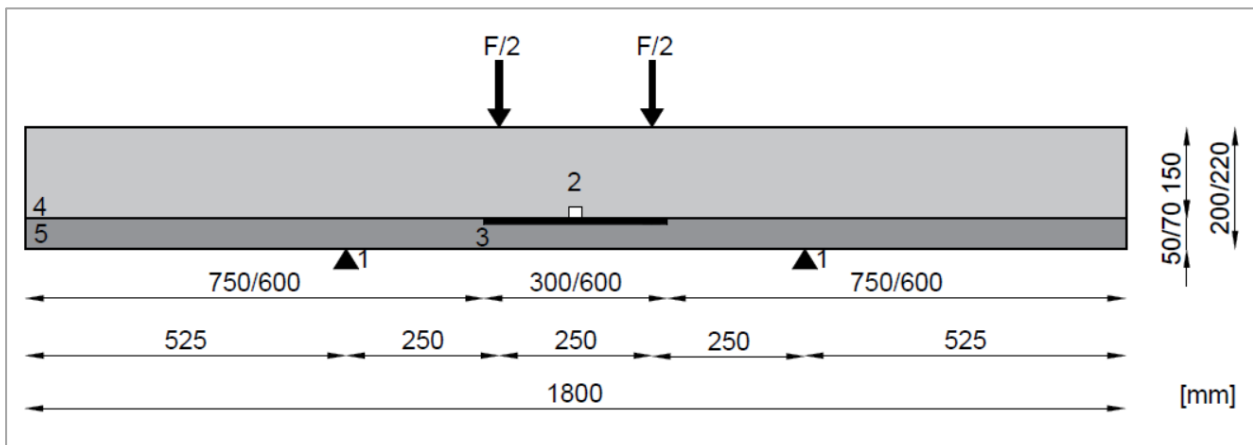


Bild 5 - 35: Versuchsaufbau Biegezugversuche unter statischer Last aus AP 3, 1 – Lastenleitungslinien, 2 – Fugeneinlage (20 mm x 30 mm), 3 – Verbundtrennung, 4 – Unterbeton, 5 – Carbonbeton (CRC).

Auswertung statische Biegezugversuche

Rissbildungsverhalten

Die Versuche unter statischer Biegezugbelastung werden ausgewertet bzgl. des allgemeinen Verhaltens der Verbundbalken während der Belastung, sowie den auftretenden Rissbildern (Rissbreiten, Rissanzahl, Verteilung). Dabei wird verglichen zwischen Balken mit unterschiedlich ausgebildeter Verbundtrennung (Material, Länge) und Balken mit unterschiedlichen CRC-Schichtdicken und variierender Anzahl an Bewehrungslagen. Sofern pro Konfiguration mehrere Balken der Biegebelastung unterzogen wurden, werden in den folgenden Erläuterungen jeweils die Mittelwerte der betrachteten Parameter angegeben. Alle Einzelwerte sind der Anlage zu entnehmen.

Unter Biegezugbelastung bildeten sich an allen 13 Probekörpern zunächst Risse aus, die von den Auflagern Richtung Lastenleitung über die gesamte Balkenhöhe verliefen. Alle weiteren auftretenden Risse bildeten sich zwischen diesen Rissen aus, wobei sie im Bereich der Verbundtrennung (VBT) nur in der CRC-Schicht auftraten (Beispiel siehe Bild 5 - 37). Mit fortschreitendem Kraftanstieg traten zudem Abplatzungen oberhalb der Auflager zwischen den Lastenleitungspunkten auf. Alle Probekörper versagten durch das Reißen der Bewehrung, was deutlich hörbar und im Kraft-Weg-Diagramm durch einen starken Abfall der Kurve sichtbar war (siehe Bild 5 - 36). Hinweise auf ein Ausziehen der Bewehrung aus der Matrix gab es

in keinem Fall, da nach jedem Riss und korrespondierendem Kraftabfall, die aufgezeichnete Maschinenkraft wieder anstieg. Ein Auszug der Bewehrung wäre dadurch gekennzeichnet, dass mit zunehmendem Weg die Kraft nach einem Riss im Probekörper nicht wieder ansteigt, sondern konstant verläuft oder kontinuierlich abnimmt. Vier Probekörper versagten zudem durch vollständigen Bruch (siehe Bild 5 - 38). Die übrigen Versuche wurden beendet, wenn das Reißen der Bewehrung deutlich hörbar war. Zudem waren nach der Belastung an sechs Balken Delaminationen des Carbonbetons von der Matrix zu beobachten. Ausserdem traten an vier dieser Balken einzelne Längsrisse auf, welche vermutlich Folge der Delaminationen waren. Delaminationen zwischen Unterbeton und CRC-Schicht traten in keinem Fall auf.

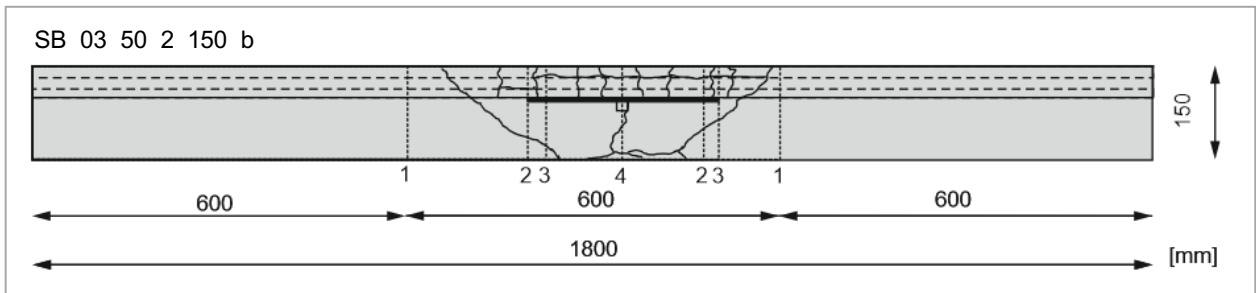


Bild 5 - 37: Beispiel Rissbild Biegezugversuche unter statischer Last, 1 – Auflagerlinie, 2- Verbundtrennung, 3 – Lasteinleitungslinie, 4 – Balkenmitte.

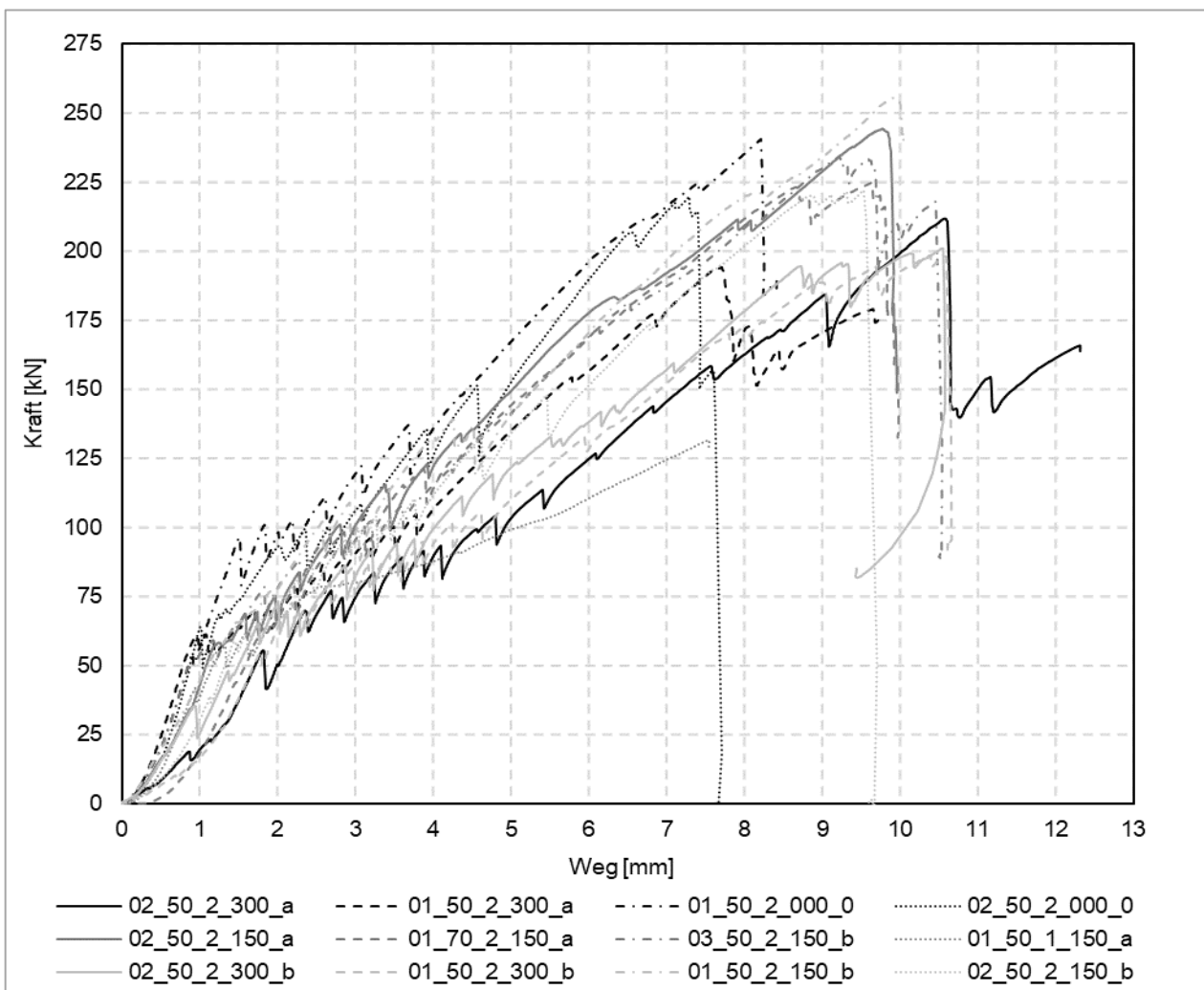


Bild 5 - 36: Biegezugversuche mit statischer Belastung, Kraft-Weg-Diagramme

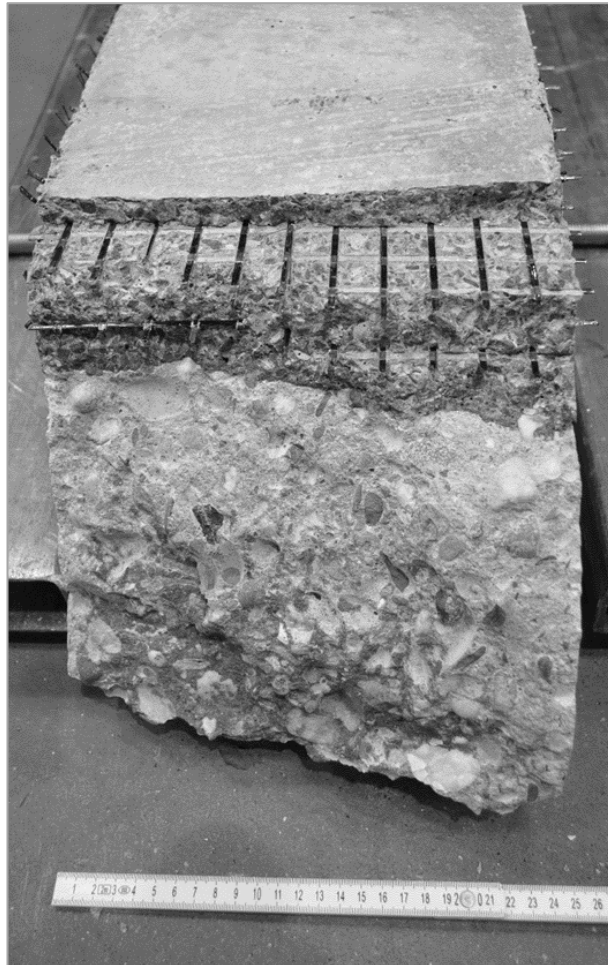


Bild 5 - 38: Unter statischer Last vollständig gebrochener Verbundbalken.

Die Rissbreiten wurden an den Probekörper zum einem nach dem Versuchsende bestimmt, wobei die auf die Balken am Versuchsende ausgeübte Kraft konstant gehalten wurde. Zum anderen erfolgte die Ermittlung im unbelasteten Zustand nach dem Ausbau aus der Prüfmaschine. In allen Fällen waren die auftretenden Rissbreiten im belasteten Zustand höher und gleich im Vergleich zu den im unbelasteten Zustand gemessenen Rissbreiten. An den vollständig gebrochenen Probekörpern konnten die Rissbreiten nur nach dem Ausbau bestimmt werden.

Bezüglich der gemessenen Rissbreiten sei angemerkt, dass aus den in statischen Biegezugversuchen gemessenen Rissbreiten nicht auf die möglichen Rissbreiten unter Gebrauchslast in situ zu schließen ist, da diese unmittelbar vor dem Versagen der Probekörper bzw. nach dem Versagen der Probekörper bestimmt wurden. Es ist aber davon auszugehen, dass das generelle Materialverhalten auch auf Gebrauchslastniveau gilt. Traten hier in einigen Konfigurationen geringere Rissbreiten auf als in anderen, dann ist dies auch im Gebrauchszustand zu erwarten. Das in diesen Untersuchungen vorhandene Belastungsniveau ist für die Praxis nicht relevant. Ausnahme kann eine hohe Druckbelastung auf Grund von starker Erwärmung darstellen. In diesem Fall wäre aber der Widerstand der CRC-Schicht gegen Ausknicken der entscheidende Parameter. Die Rissbreiten würden dann keine Rolle spielen.

Insgesamt waren in allen Versuchen als Einzelwerte 3 – 18 Risse zu beobachten, von denen 3 – 12 über der VBT lagen und die Breiten von 0,1 – 2,00 mm unter Last und 0,1 – 1,00 mm unbelastet aufwiesen (siehe Tab. 5 - 9 bis Tab. 5 - 13, umfassende Darstellung in der Anlage). Es wurden während der Belastung maximal auftretende Kräfte von 131,7 – 255,4 kN gemessen, wobei ein Maschinenweg von 7,5 – 12,3 mm zurückgelegt wurde. Daraus ergaben sich Mittelwerte von 3 – 14 Rissen insgesamt und 3 – 11,5 Rissen

über der VBT. Die mittleren Rissbreiten betragen 0,1 – 1,40 mm im belasteten und 0,3 – 1,00 mm im unbelasteten Zustand. Die auftretenden Kräfte lagen im Mittel bei 131,7 – 246,8 kN, bei Maschinenwegen von 7,6 – 11,0 mm.

Hinsichtlich der Rissbildung zeigten sich bei den Probekörpern mit unterschiedlicher CRC-Schichtdicke und 150 mm breiter Verbundtrennung beidseitig der Dehnungsfuge ähnliche Ergebnisse (siehe Tab. 5 - 9). An den Probekörpern mit 50 mm CRC Schichtdicke waren insgesamt 13 Risse sichtbar, von denen 8,5 über der VBT lagen. Diese waren unter Last 0,1 – 0,88 mm und unbelastet 0,1 – 0,3 mm breit. Bei 70 mm CRC-Schicht traten 14 Risse insgesamt und 6 über der VBT auf, welche Breiten von 0,1 – 0,6 mm belastet und 0,15 – 0,5 mm unbelastet aufwiesen. Die maximal aufgebrachte Kraft war mit 246,8 kN an den Balken mit 50 mm CRC-Schicht höher als 224,8 kN am Balken mit 70 mm CRC-Schicht. Insgesamt konnte hier kein ausgeprägter Unterschied in Rissbildung und Tragfähigkeit zwischen einer 50 mm und 70 mm CRC-Schicht festgestellt werden.

Beim Vergleich der Balken mit einer bzw. zwei Bewehrungslagen (und 150 mm Verbundtrennung beidseitig der Dehnungsfuge) fiel auf, dass sich bei dem Probekörper mit nur einer Bewehrungslage lediglich 3 Risse über der VBT gebildet haben. Im Gegensatz hierzu wiesen die Probekörper mit 2 Bewehrungslagen durchschnittlich 8,5 Risse über der VBT (13 insgesamt) auf. Auch die Rissbreiten waren mit 0,4 – 1,0 mm größer als 0,15 – 0,60 an den Balken mit zwei Bewehrungslagen im unbelasteten Zustand (siehe Tab. 5 - 10). Es konnte zudem mit zwei Bewehrungslagen mit 246,8 kN eine fast doppelt so hohe maximale Kraft erreicht werden wie am einlagig bewehrten Balken (131,7 kN). Folglich zeigte sich die Erhöhung der Bewehrungslagen hier positiv hinsichtlich der Rissbildung und der Tragfähigkeit.

Um den Einfluss der Verbundtrennung umfassend zu betrachten, muss hier zwischen den Verbundtrennungsmaterialien und -längen unterschieden werden. Wenn als Verbundtrennungsmaterial PE-Folie eingesetzt wurde (siehe Tab. 5 - 11), dann traten mit zunehmender VBT-Länge insgesamt nur geringfügig mehr Risse auf (ohne VBT 11,5 Risse, 150 mm VBT 13 Risse, 300 mm VBT 13,5 Risse), wobei mit zunehmender VBT Breite vor allem die Rissanzahl im VBT Bereich von 8,5 auf 11,5 gesteigert wurde. Zusätzlich zeigten sich sinkende Rissbreiten mit zunehmender Länge der VBT von 0,10 – 1,0 mm über 0,15 – 0,60 mm, zu 0,10 – 0,30 mm. Die maximal auftretenden Kräfte sanken dabei mit zunehmender VBT-Breite von 246,8 kN auf 203,0 kN.

Ein ähnliches Verhalten war auch an den Balken mit kaschierter Bitumenmasse als VBT-Material zu beobachten. Hier traten mit 14 Rissen insgesamt und 8,7 Rissen im VBT-Bereich bei 150 mm breiter Verbundtrennung die meisten Risse auf, wobei ohne Verbundtrennung mit 11,5 Rissen und mit 300 mm breiter Verbundtrennung mit 12,5 Rissen nur geringfügig weniger Risse zu verzeichnen waren (vgl. Tab. 5 - 12). Auch hier sanken die Rissbreiten bei vorhandener Verbundtrennung von 0,1 – 1,0 mm auf 0,11 – 0,58 mm, stiegen mit zunehmender Breite jedoch leicht von 0,11 – 0,58 mm auf 0,10 – 0,65 mm an. Auch hier sanken die max. gemessenen Kräfte mit zunehmender VBT- Breite von 237,2 kN auf 199,8 kN.

Der Vergleich der VBT-Materialien (siehe Tab. 5 - 13) zeigte bei 150 mm breiter beidseitiger Verbundtrennung im unbelasteten Zustand für beide Materialien (0,15 – 0,60 mm PE-Folie und 0,1 – 0,58 mm kaschierte Bitumenmasse) ca. gleiche Rissbreiten und unter Last mit 0,15 – 0,88 mm größere Rissbreiten bei Balken mit Bitumenbeschichtung als bei Balken mit PE-Folie (0,1 – 0,50 mm). Abweichend verhielt es sich bei 300 mm VBT. Hier waren bei der Bitumenbeschichtung breitere Risse, 0,1 – 1,40 mm bzw. 0,1 – 0,65 mm im Vergleich zu 0,1 – 0,88 mm zu 0,10 – 0,30 mm zu beobachten. Die Rissanzahl blieb dabei sowohl insgesamt als auch im VBT-Bereich ungefähr gleich. Gleiches gilt für die maximal auftretenden Kräfte. Daraus lässt sich schließen, dass hinsichtlich der Auswirkung auf Rissanzahl und -breite sowie Tragfähigkeit zwischen den hier verwendeten VBT-Materialien kein Unterschied bestand.

Probekörper	Rissanzahl Mittelwerte		Rissbreiten Mittelwerte						max. Kraft Mittelwerte [kN]	max. Maschinnweg Mittelwerte [mm]	Delamination	Versagensart	Bemerkung
	insgesamt	über VBT	belastet		unbelastet		Max						
			Min [mm]	Max [mm]	Min [mm]	Max [mm]							
SB_01_50_2_150_a	13	8,5	0,13	0,48	0,13	0,50	0,5	246,8	9,80	nein	Reißen der Bewehrung	-	
SB_02_50_2_150_a			0,1	0,6	0,15	0,5				ja	Reißen der Bewehrung	Längsrisse	
SB_01_70_2_150_a	14	6	0,1	0,6	0,15	0,5	224,8	9,98	ja	Reißen der Bewehrung	Längsrisse		

Tab. 5 - 9: Rissbildung in den Biegezugversuchen, Schichtdicken der CRC-Schicht

Probekörper	Rissanzahl Mittelwerte		Rissbreiten Mittelwerte						max. Kraft Mittelwerte [kN]	max. Maschinnweg Mittelwerte [mm]	Delamination	Versagensart	Bemerkung
	insgesamt	über VBT	belastet		unbelastet		Max						
			Min [mm]	Max [mm]	Min [mm]	Max [mm]							
SB_01_50_1_150_a	13	8,5	n.b.	n.b.	0,4	1	0,50	131,7	7,55	nein	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-	
SB_01_50_2_150_a			0,13	0,48	0,13	0,50				nein	Reißen der Bewehrung	-	
SB_02_50_2_150_a	3	3	n.b.	n.b.	0,4	1	246,8	9,80	ja	Reißen der Bewehrung	Längsrisse		

Tab. 5 - 10: Rissbildung in den Biegezugversuchen, Bewehrungslagen der CRC-Schicht.

Probekörper	Rissanzahl Mittelwerte		Rissbreiten Mittelwerte				max. Kraft Mittelwerte [kN]	max. Maschinenweg Mittelwerte [mm]	Delamination	Versagensart	Bemerkung
	insgesamt	über VBT	belastet		unbelastet						
	[-]	[-]	Min [mm]	Max [mm]	Min [mm]	Max [mm]					
SB_01_50_2_000_0 ohne VBT	11,5	-	n.b.	n.b.	0,13	1,00	230,2	8,06	ja (beide Bewehrungs-lagen)	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-
			n.b.	n.b.	n.b.	n.b.			nein	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-
SB_01_50_1_150_a	3	3	n.b.	n.b.	0,40	1	131,7	7,55	nein	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-
SB_01_50_2_150_a	13	8,5	0,13	0,48	0,13	0,50	246,8	9,80	nein	Reißen der Bewehrung	-
SB_02_50_2_150_a			0,13	0,88	0,10	0,30			ja	Reißen der Bewehrung	Längsrisse
SB_01_50_2_300_a	13,5	11,5	0,10	0,88	0,10	0,30	203,0	11,02	nein	Reißen der Bewehrung	-
SB_02_50_2_300_a			0,10	0,88	0,10	0,30			nein	Reißen der Bewehrung	-
SB_01_70_2_150_a	14	6	0,1	0,6	0,15	0,5	224,8	9,98	ja	Reißen der Bewehrung	Längsrisse

Tab. 5 - 11: Rissbildung in den Biegezugversuchen, VBT Material PE-Folie

Probekörper	Rissanzahl Mittelwerte		Rissbreiten Mittelwerte				max. Kraft Mittelwerte	max. Maschinenweg Mittelwerte	Delamination	Versagensart	Bemerkung
	insgesamt [-]	über VBT [-]	belastet [mm]		unbelastet [mm]						
			Min	Max	Min	Max					
ohne VBT	SB_01_50_2_000_0	11,5	n.b.	n.b.	0,13	1,00	230,2	8,06	ja (beide Bewehrungslagen)	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-
	SB_02_50_2_000_0								nein	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-
VBT-Material Bitumen	SB_01_50_2_150_b	14	0,15	0,88	0,10	0,58	237,2	10,10	nein	Reißen der Bewehrung	-
	SB_02_50_2_150_b								ja	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-
	SB_03_50_2_150_b								ja	Reißen der Bewehrung	Längrisse
VBT-Material Bitumen	SB_01_50_2_300_b	12,5	0,10	1,40	0,10	0,65	199,8	10,62	ja (obere Bewehrungslage)	Reißen der Bewehrung,	1 Längsgriss
	SB_02_50_2_300_b								nein	Reißen der Bewehrung	-

Tab. 5 - 12: Rissbildung in den Biegezugversuchen, VBT Material Bitumenbeschichtung

Probekörper	Rissanzahl Mittelwerte		Rissbreiten Mittelwerte				max. Kraft Mittelwerte [kN]	max. Maschineweg Mittelwerte [mm]	Delamination	Versagensart	Bemerkung	
	insgesamt [-]	über VBT [-]	belastet [mm]		unbelastet [mm]							
	[-]	[-]	Min [mm]	Max [mm]	Min [mm]	Max [mm]	[-]	[mm]				
VBT-Material PT-Folie	SB_01_50_1_150_a	3	3	n.b.	0,4	1	131,7	7,55	nein	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-	
	SB_01_50_2_150_a	13	8,5	0,13	0,48	0,50	246,8	9,80	nein	Reißen der Bewehrung	-	
	SB_02_50_2_150_a		0,10	0,13	0,10	0,30	203,0	11,02	ja	Reißen der Bewehrung	Längsrisse	
	SB_01_50_2_300_a	13,5	11,5	0,10	0,88	0,10	0,30	203,0	11,02	nein	Reißen der Bewehrung	-
	SB_02_50_2_300_a		0,10	0,10	0,10	0,30	203,0	11,02	nein	Reißen der Bewehrung	-	
	SB_01_70_2_150_a	14	6	0,1	0,6	0,15	0,5	224,8	9,98	ja	Reißen der Bewehrung	Längsrisse
SB_01_50_2_150_b	14	8,7	0,15	0,88	0,10	0,58	237,2	10,10	nein	Reißen der Bewehrung	-	
SB_02_50_2_150_b		0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	ja	Reißen Bewehrung, Bruch PK	-	
SB_03_50_2_150_b		0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	ja	Reißen der Bewehrung	Längsrisse	
SB_01_50_2_300_b	12,5	9,0	0,10	1,40	0,10	0,65	199,8	10,62	ja (obere Bewehrungslage)	Reißen der Bewehrung	1 Längsgriss	
SB_02_50_2_300_b		0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	nein	Reißen der Bewehrung	-	

Tab. 5 - 13: Rissbildung in den Riegezugversuchen VRT Materialien

Zusammenfassend konnten hier bei der Verwendung einer Verbundtrennung die auftretenden Rissbreiten in den Biegezugversuchen deutlich verringert werden. Die Rissanzahl hingegen veränderte sich nicht. Dabei wirkten sich breitere Verbundtrennungen kaum auf die Rissanzahl und nur geringfügig auf die Rissbreiten aus. Allerdings war ein negativer Einfluss auf die Tragfähigkeit sichtbar. Bei 150 mm Verbundtrennung beidseitig der Dehnungsfuge war die Tragfähigkeit vergleichbar mit der von Probekörpern ohne Verbundtrennung. Dabei zeigte sich kein Einfluss des verwendeten Verbundtrennungsmaterials. Zusätzlich stellte sich die Verwendung von zwei statt einer Bewehrungslage hier positiv hinsichtlich der Rissbildung und der Tragfähigkeit heraus. Ein Einfluss der CRC-Schichtdicke konnte nicht festgestellt werden. Das Reißen der Bewehrung stellte in den Versuchen immer den maßgebenden Versagensmechanismus dar. Delaminationen zwischen Bewehrung und Matrix traten auf. Zum Auszug der Bewehrung kam es nicht. Die Verbundfuge blieb außerhalb der VBT-Bereiche intakt.

Dehnungskurven

In den Dehnungskurven (siehe Bild 5 - 39), die mittels 100 mm langer Dehnmessstreifen (DMS) in Balkenmitte aufgezeichnet wurden, ist die Rissbildung deutlich erkennbar. Zunächst steigen die Dehnungen mit zunehmender Belastung nur gering an, bis bei Bildung des ersten Risses unter dem DMS die Dehnung sprunghaft ansteigt. Mit jedem weiteren Riss, welcher sich unter dem DMS bildet, ist ein weiterer sprunghafter Anstieg der Dehnung zu verzeichnen. Die Bildung aller weiteren Risse stellt sich als steiler Abfall der Dehnungskurve mit anschließendem Anstieg dar. Unter den DMS bildeten sich je nach Verbundbalken 0 – 4 Risse aus. Deren Breite kurz vor dem Versagen ist näherungsweise aus den maximal aufgetretenen Dehnungen berechenbar (siehe Tab. 5 - 14). Der Vergleich mit den an den Gesamtbalken unter Last ermittelten Rissbreiten zeigt, dass die maximalen Rissbreiten nicht immer in der Balkenmitte auftraten. Im Falle der Balken SB_02_50_2_150_a und SB_01_70_2_150_a wurden hier geringfügig größere Rissbreiten ermittelt.

Die Dehnmessstreifen an den Verbundbalken SB_02_50_2_300_b und SB_01_50_2_150_a fielen kurz nach Versuchsbeginn aus. Dehnungen konnten folglich nicht aufgezeichnet werden. Zusammengefasst bestätigen die aufgezeichneten Dehnungskurven das aus den Kraft-Weg-Diagrammen gefolgerte Rissbildungsverhalten.

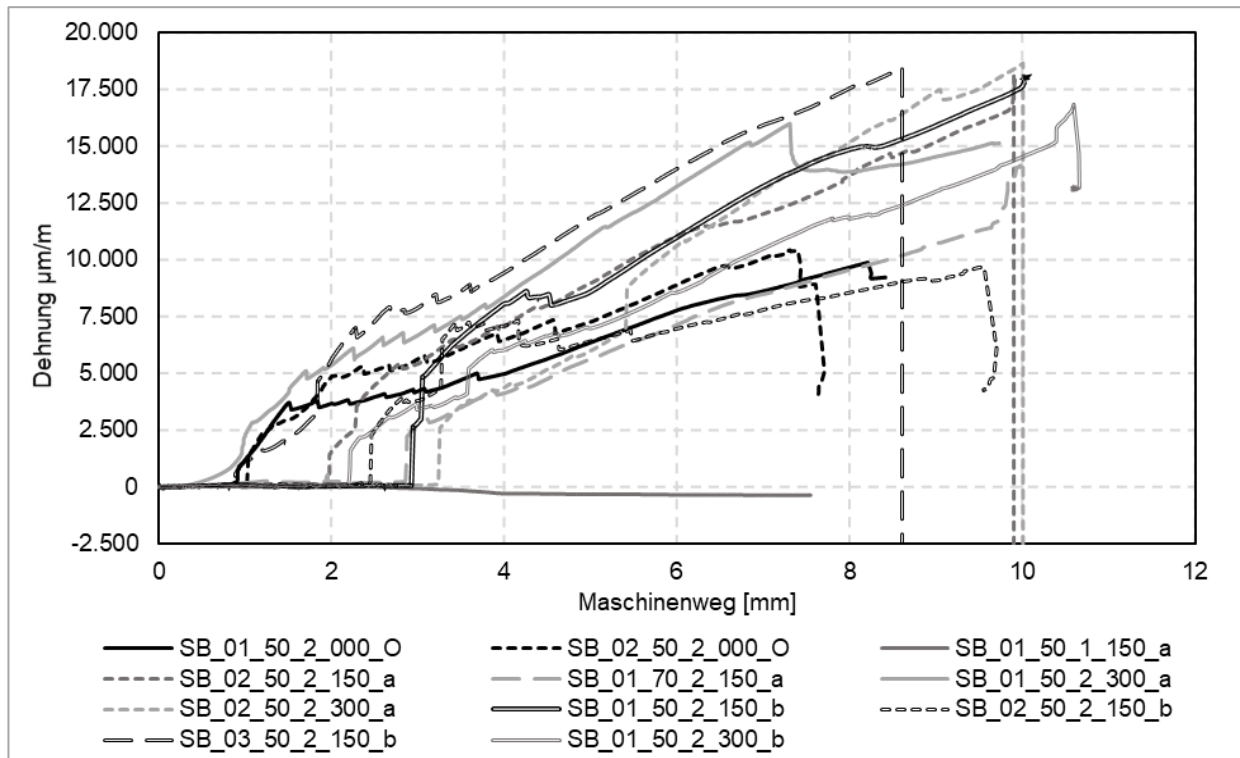


Bild 5 - 39: Dehnungskurven in den Biegezugversuchen am Verbundbalken unter statischer Last.

Probekörper	Rissanzahl über DMS	Max.Dehnung	mittlere Rissbreite (DMS)	Max. Rissbreite Gesamtbalken
[-]	[-]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[mm]	[mm]
SB_01_50_2_000_0	1	9885	0,99	n.b.
SB_02_50_2_000_0	2	10421	0,52	n.b.
SB_01_50_1_150_a	0	74	0,01	n.b.
SB_01_50_2_150_a	2	-	-	0,45
SB_02_50_2_150_a	2	18162	0,91	0,50
SB_01_50_2_300_a	2	15999	0,80	0,85
SB_02_50_2_300_a	2	18654	0,94	0,90
SB_01_70_2_150_a	2	14148	0,71	0,60
SB_01_50_2_150_b	2	18016	0,90	1,20
SB_02_50_2_150_b	2	9677	0,49	n.b.
SB_03_50_2_150_b	4	18441	0,46	0,55
SB_01_50_2_300_b	2	16840	0,84	2,00
SB_02_50_2_300_b	2	-	-	0,80

Tab. 5 - 14: Maximale Dehnungen und Rissanzahl und daraus folgende mittlere Rissbreite in Balkenmitte.

5.3.3 Zyklische Biegezugversuche

Durchführung zyklische Biegezugversuche

Die zyklischen Biegezugversuche wurden in 4-Punkt-Biegezugversuchen durchgeführt, um die Gebrauchslast in situ zu simulieren. Im Fokus standen dabei die Untersuchung des Verbundverhaltens von Unter- und Carbonbeton unter zyklischer Belastung, sowie das Rissüberbrückungsvermögen der Carbonbetonschicht (CRC-Schicht).

Zu den höchsten Spannungen und Spannungsdifferenzen am Plattenrand führt in situ die Einwirkungskombination „Verkehrslast + rasche Abkühlung“, weshalb sie für diese Versuche als maßgebende Belastung festgelegt wurde. Die maximale Zwangsspannung ergibt sich aus Überlagerung der beiden Einwirkungen Verkehrslast $\sigma_{QR} = 1,2 \text{ N/mm}^2$ und rasche Abkühlung und wurde hier als Oberspannung von $\sigma_o = 3,40 \text{ N/mm}^2$ bestimmt. Die letztere Einwirkung erzeugt mit dem relevanten Temperaturgradienten von $-0,4 \text{ K/cm}$ als Zwangszugspannung eine reduzierte Wölbspansung $\sigma_w \approx 2,2 \text{ N/mm}^2$, welche die Unterspannung in den Versuchen darstellte (SIEVERING 2012). Insgesamt ergab sich so ein Ausnutzungsgrad der Carbonbetonschicht von $\sigma_o / f_{c,t} \approx 0,61$, bezogen auf die ermittelte Biegezugfestigkeit des unbewehrten Betons von $5,610 \text{ N/mm}^2$. Ausführlichere Informationen zu den entstehenden Zwangsspannungen und der Ermittlung der maßgebenden Einwirkungskombination können den Ausführungen von SIEVERING (2012) entnommen werden.

Für die Versuchsdurchführung wurden die Probekörper so in den hydraulisch gesteuerten Prüfstand eingebaut, dass die Carbonbetonschicht im Zugbereich lag. Dabei betrug der Auflagerabstand 1600 mm und der Abstand der Lasteinleitungspunkte 800 mm (siehe Bild 5 - 40 und Bild 5 - 41). Belastet wurde pro Lasteinleitungslinie über zwei hydraulische Hubzylinder. Die Kräfte wurden dabei über aufgelegte quadratische Stahlvollprofile mit einer Kantenlänge von $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ auf die gesamte Probekörperbreite verteilt. Die Belastungsfrequenz betrug 5 Hz und insgesamt wurde jeder Balken über fünf Millionen Zyklen belastet. So ergab sich eine reine Versuchszeit von rund $111,11 \text{ Stunden}$. Dabei wurde in regelmäßigen Intervallen (siehe Tab. 5 - 15), der Versuch gestoppt und die Veränderung des relativen dynamischen E-

Moduls (RDEM), als Indikator für eine Mikrorissbildung, mittels Ultraschallmessung ermittelt. Die Anordnung der Messstrecken kann Bild 5 - 42 entnommen werden. Außerdem wurde die Carbonbetonoberfläche hinsichtlich entstehender Risse und Abplatzungen untersucht. Des Weiteren wurde über einen mittig auf der Carbonbetonoberfläche aufgeklebten Dehnmessstreifen (siehe Bild 5 - 42) kontinuierlich die Dehnung des Carbonbetons oberhalb der Dehnungsfuge aufgezeichnet.

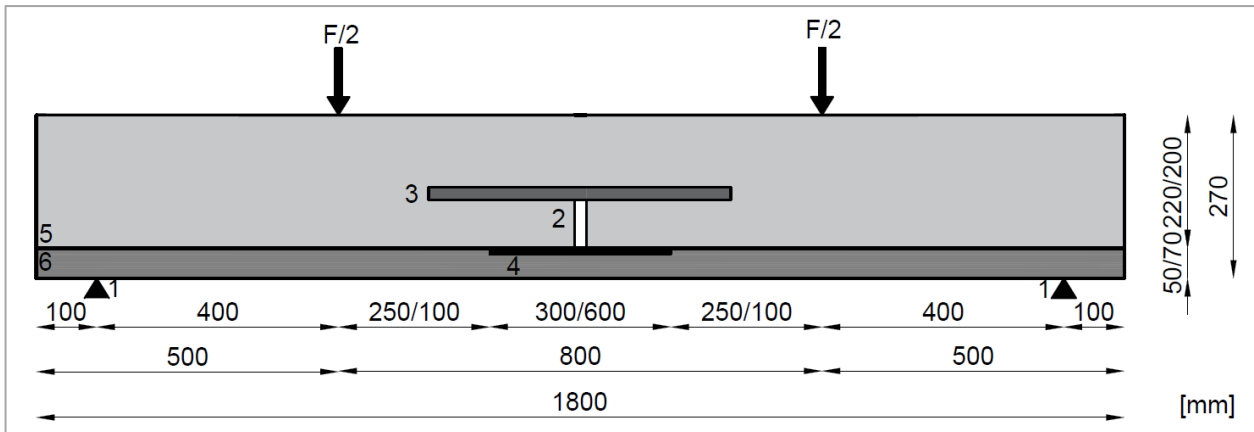


Bild 5 - 40: Versuchsaufbau Biegezugversuche unter zyklischer Last aus AP3, 1 – Auflagerpunkte, 2 – Fugeneinlage (20 mm x 50/75 mm), 3 – Straßenbaudübel (500 mm Länge, Durchmesser 25 mm), 4- Verbundtrennung, 5 - Unterbeton, 6 – Carbonbeton (CRC)



Bild 5 - 41: Mehrfachprüfstand für die zyklische Beanspruchung (BREITENBÜCHER & NEUMANN (2018)).

Belastungsintervalle	Gesamtzyklenzahl
10.000	10.000
40.000	50.000
50.000	100.000
150.000	250.000
250.000	500.000
500.000	1.000.000
1.000.000	2.000.000
1.000.000	3.000.000
1.000.000	4.000.000
1.000.000	5.000.000

Tab. 5 - 15: Belastungszyklen und -Intervalle

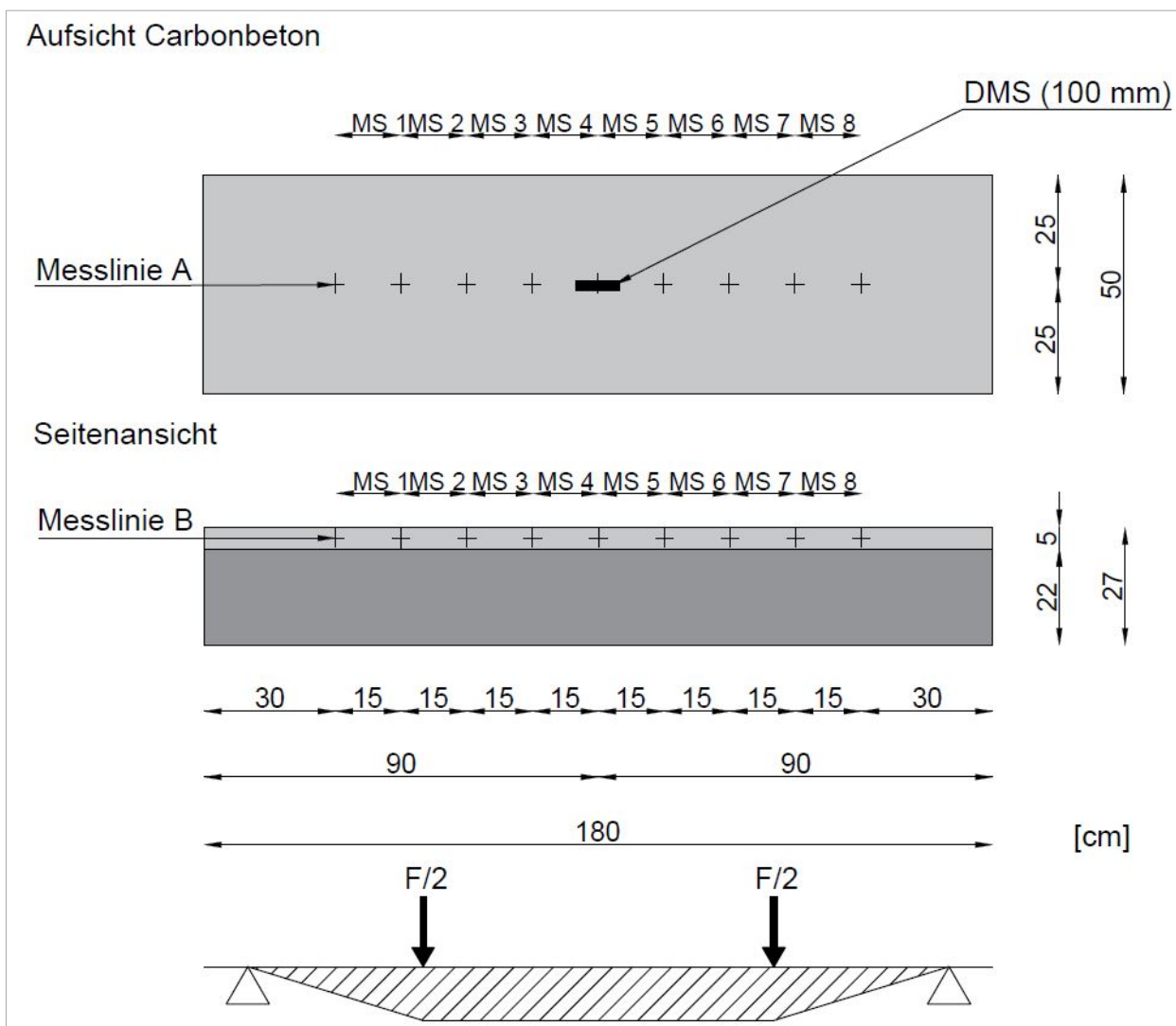


Bild 5 - 42: Ultraschallmessstrecken (MS) und Position der Dehnmessstreifen (DMS)

Im Anschluss an die zyklische Belastung wurden Bohrkern aus unbelasteten und belasteten Balkenbereichen entnommen. Diese wurden sowohl für Abscherversuche und zentrische Zugversuche zur Ermittlung der wirkenden Verbundkräfte, als auch für Untersuchungen zum Frost-Tausalz widerstand und der Veränderung der Texturtiefe im belasteten Fugenbereich verwendet. Die Bohrkernentnahmestellen wurden für jeden Balken individuell, anhand der während der Versuche aufgezeichneten Messdaten und des optischen Erscheinungsbilds nach den Versuchen, ausgewählt. Die Entnahmestellen wurden in der Versuchsauswertung entsprechend gekennzeichnet.

Auswertung zyklische Biegezugversuche

Rissbildungsverhalten

An allen im Rahmen dieses Arbeitspakets zyklisch belasteten Verbundbalken traten Einzelrisse nach unterschiedlichen Anzahlen von Belastungszyklen auf. Darüber hinaus kam es zu keinen sichtbaren Veränderungen des Allgemeinzustands. Es konnten weder Delaminationen, Abplatzungen noch andere Veränderungen der Oberflächenbeschaffenheit sämtlicher Komponenten der Verbundbalken beobachtet werden.

Es traten zwischen 1 und 3 Einzelrisse an jedem Balken auf, die eine Breite von 0,1 – 0,3 mm aufwiesen (Beispiel siehe Bild 5 - 43). Der Großteil der Risse erstreckte sich dabei über die gesamte Probekörperbreite. Nur in Einzelfällen beschränkten sich die Risse auf die Randbereiche (siehe Tab. 5 - 16). Entsprechend wurden diese nicht in den Ultraschallmessungen erfasst, da sie außerhalb der Messstrecken lagen. Abgesehen von zwei Ausnahmen traten die Risse außerdem im Bereich des getrennten Verbunds zwischen Unterbeton und CRC-Schicht auf. Die Risse lagen 110 bis 220 mm von der Balkenmitte entfernt. Nachdem diese mit bloßem Auge sichtbar waren, änderte sich ihr Aussehen kaum. Nur vereinzelt kam es zu Ausbrüchen an den Rissflanken von max. ca. 3 mm Breite. In allen Fällen erstreckten sich die Risse über die gesamte Höhe der CRC-Schicht, setzten sich jedoch nicht in den Unterbeton fort.

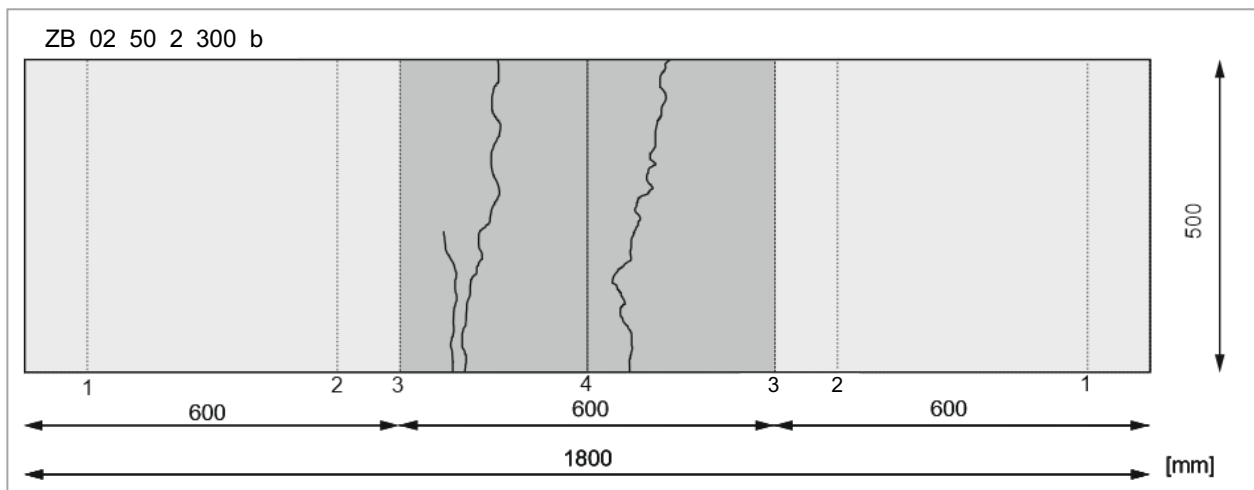


Bild 5 - 43: Beispiel Rissbild unter zyklischer Belastung, 1 – Auflagerlinien, 2 – Lasteinleitungslinien, 3 – Verbundtrennung, 4 – Balkenmitte.

Probekörper	Rissanzahl	MW	Rissbreite	MW	Abstand von Balkenmitte	Riss im VBT-Bereich?	Messstrecke	über gesamte PK Breite
	[-]		[mm]		[mm]	[-]	[-]	
ZB_01_50_2_000_O	1	1,0	0,10	0,13	40	ja	MS 4	x
ZB_02_50_2_000_O	1		0,15		30	ja	MS 5	x
ZB_01_50_2_150_b	1	2,0	0,15	0,15	120 - 200	teilweise	MS 5	x
ZB_02_50_2_150_b	3		0,10		180	nein	MS 6	x
			0,15		30 - 35	ja	-	
			0,20		70 - 100	ja	MS 4	x
ZB_01_50_2_300_b	2	2,5	0,10	0,15	220	ja	MS 3	x
ZB_02_50_2_300_b	3		0,20		175	ja	MS 6	x
			0,10		95	ja	MS 4	x
			0,25		160	ja	MS 6	x
			0,10		190	ja	-	
ZB_01_50_1_150_a	1	1,0	0,30	0,30	20 - 60	ja	MS 4	x
ZB_01_50_2_150_a	1	1,0	0,15	0,15	55 - 80	ja	MS 5	x
ZB_02_50_2_150_a	1		0,15		10	ja	MS 5 /MS 4	x
ZB_03_50_2_150_a	1		0,15		15 - 30	ja	MS 5	x
ZB_01_50_2_300_a	2		0,20		90	ja	MS 5	x
		0,10	140	ja	-			
ZB_01_50_2_300_a	1		0,20		80 - 125	ja	MS 5	x
ZB_01_70_2_150_a	1	1,0	0,10	0,1	40 - 50	ja	MS 5	x

Tab. 5 - 16: Rissbilder in den zyklischen Verbundversuchen

Für die folgende Auswertung werden für die Rissbreiten und Abstände zur Balkenmitte die Mittelwerte aus sämtlichen Balken mit der gleichen Konfiguration angegeben. Verglichen werden die Rissbilder hinsichtlich des Einflusses der Breite der Verbundtrennung, der CRC-Schichtdicke und der Anzahl an Bewehrungslagen.

Ohne Verbundtrennung traten 2,0 Risse mit einer Breite von 0,13 mm auf. An den Balken mit Bitumenbeschichtung als VBT-Material waren bei 150 mm beidseitiger Verbundtrennung 2,0 Risse mit 0,15 mm Breite und bei 300 mm beidseitiger Verbundtrennung 2,5 Risse mit 0,15 mm Rissbreite sichtbar. Die Rissbreiten traten auch an den Balken mit PE-Folie im VBT-Bereich auf, wobei bei 150 mm Breite der VBT 1,0 Risse und bei 300 mm VBT 2,0 Risse auftraten. Insgesamt zeigt sich für beide Verbundtrennungsmaterialien, dass die Rissbreiten mit zunehmender Breite der Verbundtrennung in etwa gleich bleiben und die Rissanzahl tendenziell nur geringfügig um max. einen Riss zunahm (siehe Tab. 5 - 16).

Mit zunehmender CRC-Schichtdicke von 50 mm auf 70 mm konnte eine Verringerung der aufgetretenen Rissbreiten von 0,15 auf 0,10 mm festgestellt werden, wobei im Mittel an allen Probekörpern ein Riss auftrat. Beim Vergleich von Probekörpern mit einer und zwei Bewehrungslagen nahmen die Rissbreiten von 0,3 mm auf 0,15 mm ab mit zunehmendem Bewehrungsgrad. Auch hier blieb die Rissanzahl konstant bei einem Riss (siehe Tab. 5 - 16).

Hinsichtlich des auftretenden Rissbilds kann zusammengefasst werden, dass mit zunehmender Breite der Verbundtrennung die Rissanzahl steigt, wobei die Rissbreite nahezu unverändert bleibt. Die Anzahl der Bewehrungslagen und die Schichtdicke der CRC-Schicht wirkten sich hingegen auf die Rissbreiten, nicht aber auf die Rissanzahl aus. Es zeigt sich außerdem, dass im Vergleich der hier gewählten Schichtdicken

eine CRC-Schicht von 70 mm Dicke im Vergleich zu 50 mm Dicke eine so geringe positive Auswirkung auf die auftretenden Rissbreiten hat, dass die geringere Schichtdicke ausreichend ist.

Ultraschallmessungen

Durch Ultraschallmessungen lassen sich Gefügeschädigungen im Beton infolge der zyklischen Belastung darstellen, welche sich vor allem in Mikrorissen äußern. Mit zunehmenden Belastungszyklen nehmen diese in ihrer Anzahl als auch Rissfläche zu, was u.a. eine Steifigkeitsänderung des Betongefüges und somit des E-Moduls (MÜLLER ET AL. 1983) zur Folge hat. Die Ultraschalllaufzeiten nehmen dabei über eine definierte Strecke mit abnehmender Steifigkeit zu. Aus der gemessenen Ultraschalllaufzeit lässt sich die Schallgeschwindigkeit und mit Hilfe dieser der dynamische E-Modul wie folgt berechnen (SIEVERING 2012):

$$E_{dyn.} = \rho \cdot v_s^2 \cdot \frac{3 \cdot v_p^2 - 4 \cdot v_s^2}{v_p^2 - v_s^2} \quad \text{Gl. 5-11}$$

Mit:

$E_{dyn.}$	Dynamischer E-Modul [N/mm ²]
ρ	Dichte [kg/m ³]
v_s	Longitudinalwellengeschwindigkeit [m/s]
v_p	Transversalwellengeschwindigkeit [m/s]

Durch die hier während der zyklischen Belastung in Intervallen durchgeführten Ultraschalllaufzeitmessungen lässt sich die Veränderung des dynamischen E-Moduls mit zunehmenden Belastungszyklen im Vergleich zur Messung im Ursprungszustand vor der Belastung (100%-Wert) darstellen (SIEVERING 2012).

$$\Delta E_{dyn.} = \frac{E_{dyn.}(t_i)}{E_{dyn.}(t_0)} = \left(\frac{t_i}{t_0}\right)^2 \quad \text{Gl. 5-12}$$

Mit:

$\Delta E_{dyn.}$	Veränderung des dynamischen E-Modul [-]
$E_{dyn.}(t_i)$	dyn. E-Modul zum Zeitpunkt t_i ($t_i > t_0$) [N/mm ²]
$E_{dyn.}(t_0)$	dyn. E-Modul im Ursprungszustand (t_0) [N/mm ²]
t_i	Schalllaufzeit zum Zeitpunkt t_i ($t_i > t_0$) [μ s]
t_0	Schalllaufzeit im Ursprungszustand (t_0) [μ s]

Der relative dynamische E-Modul ist dabei die Darstellung dieses Verhältniswerts in Prozent. Rechnerisch handelt sich beim dynamischen E-Modul um ein quadriertes Verhältnis der Ultraschalllaufzeiten zu den Zeitpunkten t_0 und t_i , da alle anderen Einflussfaktoren (Dichte ρ und Querkontraktionszahl μ) konstant sind. Nachfolgend wird als Kenngröße für die Gefüge Degradation bzw. Mikrorissbildung dennoch der Begriff dynamischer E-Modul bzw. relativer dynamischer E-Modul (RDEM) verwendet.

Die an den Probekörperoberflächen sichtbaren Einzelrisse, waren auch in den Ultraschallmessungen anhand der Veränderung des RDEM sichtbar. In den Messstrecken in denen die Risse lagen, sank der RDEM dabei signifikant niedriger als in den übrigen Messstrecken. Im Allgemeinen sank der RDEM mit zunehmenden Belastungszyklen. Da die größte Änderung, aber nicht immer bei der maximalen Anzahl Belastungszyklen (5 Millionen) auftrat, werden im Folgenden die Messwerte aller Messungen berücksichtigt. Gemessen wurden die Ultraschalllaufzeiten sowohl auf der Seitenfläche der Verbundbalken in der CRC-Schicht, als auch auf der Oberseite der Verbundbalken. Da die Messtiefe bei letzterer Messung durch die CRC-Schicht bis wenige cm in den Unterbeton reichte, konnte so der Zustand der Verbundfuge erfasst

werden. In der Carbonbetonschicht konnten auf die gesamte Balkenfläche bezogen über 5 Millionen Belastungszyklen Veränderungen des RDEM auf maximal 104 %, minimal 19 % und im Mittel auf 85 % mit einer Standardabweichung von 16 % gemessen werden. Die Ergebnisse für die Verbundfuge waren mit maximal 103 %, minimal 20 % und im Mittel 83 % bei einer Standardabweichung von 17% nahezu identisch (Beispiel siehe Bild 5 - 44 und Bild 5 - 45). Folglich gab es auf alle untersuchten Verbundbalken bezogen aus den Ultraschallmessungen keine Hinweise auf eine Schädigung der Verbundfuge. Die hier ermittelten Messwerte entsprachen in etwa den Schädigungen von im Mittel ca. 10 – 15 % die bereits in eigenen vorangegangenen Projekten gemessen wurden (BREITENBÜCHER & KUNZ 2014, BREITENBÜCHER & NEUMANN 2020).

Außerhalb der Risse sank der RDEM auf 60 – 104 % und im Mittel auf 89 % bei einer Standardabweichung von 6%. Dabei zeigten die Kurvenverläufe in weiten Teilen keine stark ausgeprägten Sprünge. Vereinzelt traten Bereiche auf in den der RDEM ähnlich wie in den Messstrecken mit Rissen stärker sank. An den Messstrecken in denen Risse lagen sank der RDEM hingegen im Mittel auf 52% mit einer Standardabweichung von 16 %, wobei die Extrema bei 19 % bzw. 97% lagen. Eine Korrelation der gemessenen Rissbreiten mit den Messwerten des RDEM konnte nicht festgestellt werden (Siehe Tab. 5 - 17). Im Mittel fiel bei allen Rissbreiten der RDEM ca. gleich bzw. Rissbreiten von 0,20 mm konnten im Mittel ca. 10 % geringere RDEM festgestellt werden als bei allen anderen Rissbreiten.

Rissbreite	MW RDEM	MAX	MIN	SD
[mm]	[%]	[%]	[%]	[%]
0,10	53	90	34	4
0,15	54	97	33	10
0,20	43	84	19	7
0,25	56	59	54	0
0,30	59	76	25	0

Tab. 5 - 17: Mittelwerte des RDEM sortiert nach Rissbreite

In allen Fällen war die Reduktion des RDEM bei der Messung nach 10.000 Belastungszyklen sichtbar, was auf eine Rissbildung innerhalb der ersten 10.000 Belastungszyklen hinweist. Anhand der aufgezeichneten Dehnungskurven (siehe Bild 5 - 46: Dehnungskurven in den Versuchen unter zyklischer Last aufgezeichnet über der Balkenmitte.) bestätigt sich diese Beobachtung. Am Großteil der Verbundbalken sank nach dem initialen Abfall des RDEM dieser nur noch geringfügig. Teilweise erfolgte der Abfall über zwei bis drei Belastungsintervalle (Beispiele siehe Bild 5 - 44 und Bild 5 - 45). Eine Übersicht über alle Versuche ist der Anlage zu entnehmen.

Beim Vergleich der unterschiedlichen ausgebildeten CRC-Schichten wurde sowohl nach VBT-Breite und Material sowie Bewehrungslagen und CRC-Schichtdicke als auch nach Messstrecken mit und ohne Risse unterschieden. Außerhalb der Risse konnte für Breite und Material der VBT kein unterschiedlicher Einfluss auf die Höhe des RDEM und somit die Schädigung des Betongefüges festgestellt werden. Im Mittel wichen an den Balken mit Verbundtrennung die Messwerte um 0 – 6 % von denen ohne VBT ab (siehe Tab. 5 - 18). Für die Lagenzahl der Bewehrung und die Schichtdicke der Carbonbetonschicht konnten Unterschiede von 1 % zwischen den unterschiedlich ausgebildeten CRC-Schichten festgestellt werden. Auch hier zeigte sich folglich ein gleicher Einfluss auf das Betongefüge.

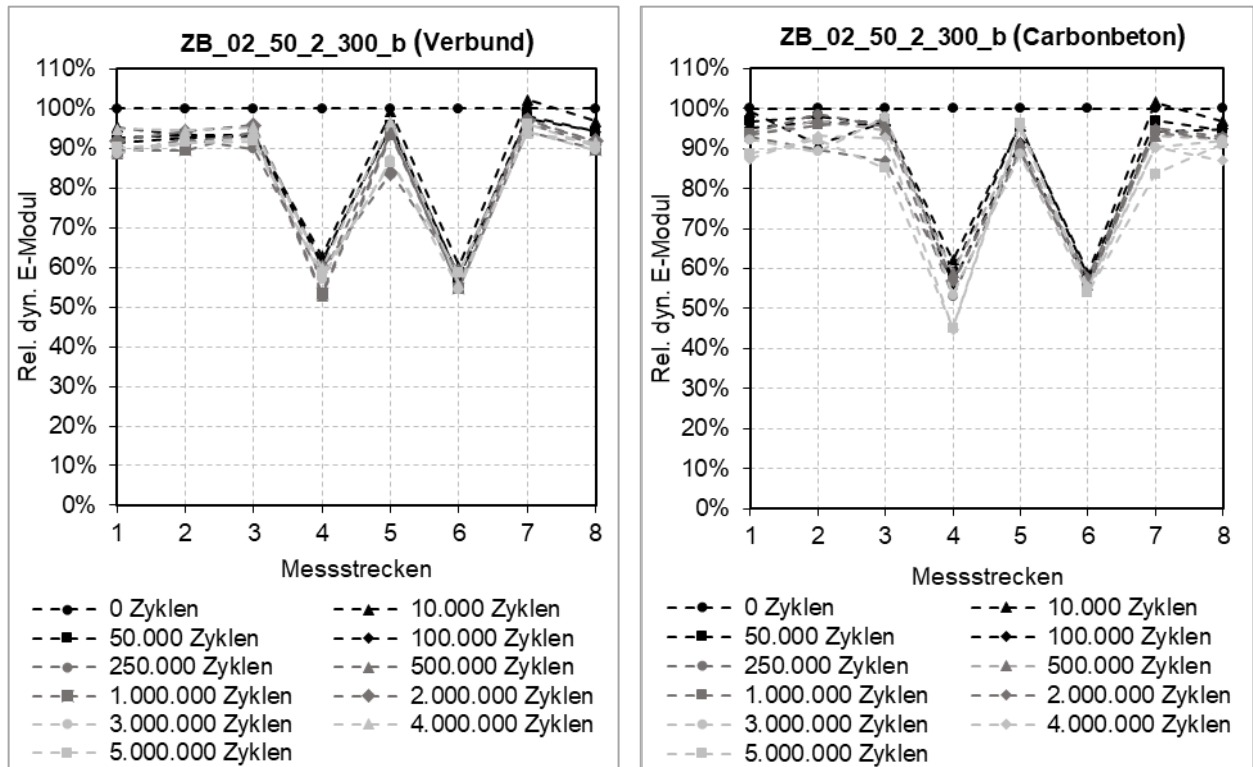


Bild 5 - 45: Veränderung des RDEM über 5 Millionen Belastungszyklen, Vergleich von Verbund (links) und Carbonbeton (rechts).

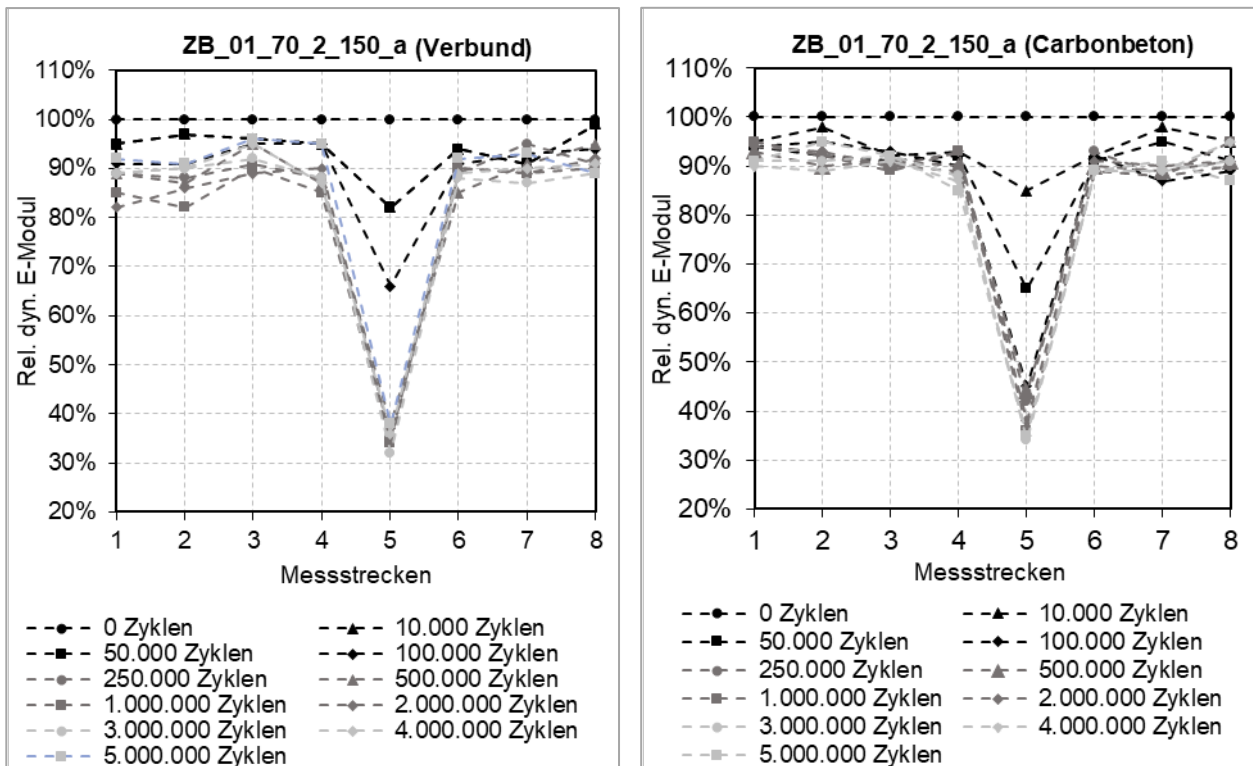


Bild 5 - 44: Beispiel Veränderung des RDEM über 5 Millionen Belastungszyklen, Verbundbalken ZB_01_70_2_150_a (links) und ZB_01_70_2_150_a (rechts).

verglichener Aspekt		MW RDEM	MAX	MIN	SD
		[%]	[%]	[%]	[%]
VBT Breite / Material	Ohne VBT	86	98	47	10
	Bitumenbeschichtung, 150 mm	91	100	30	4
	Bitumenbeschichtung, 300 mm	92	101	46	4
	PE-Folie, 150 mm	90	102	40	7
	PE-Folie, 300 mm	86	102	31	6
Lagenanzahl Bewehrung	1 Lage	89	101	25	6
	2 Lagen	90	102	40	7
CRC-Schichtdicke	50 mm	90	102	40	7
	70 mm	91	98	34	3

Tab. 5 - 18: Mittelwerte des RDEM außerhalb der Rissbereiche

Ähnliches zeigte sich in den Rissbereichen. Hier konnte beim Vergleich der VBT-Breiten und –Materialien lediglich bei 300 mm breiter VBT auf PE-Folie eine Abweichung 17 % des RDEM festgestellt werden. An allen anderen Verbundbalken wichen die Werte 1 – 2 % voneinander ab (siehe Tab. 5 - 19). Hinsichtlich der Bewehrungslagenzahl zeigte sich auch hier ein nur geringer Unterschied von 6 % zwischen den Balken mit unterschiedlicher Bewehrungslagenzahl. Hingegen wurden mit im Mittel 46 % RDEM am Verbundbalken mit 70 mm CRC-Schichtdicke 13 % geringere Messwerte als an den Balken mit 50 mm Schichtdicke und ansonsten gleicher Ausbildung der CRC-Schicht (59 %) ermittelt.

verglichener Aspekt		MW RDEM	MAX	MIN	SD
		[%]	[%]	[%]	[%]
VBT Breite / Material	Ohne VBT	54	89	47	15
	Bitumenbeschichtung, 150 mm	52	84	39	13
	Bitumenbeschichtung, 300 mm	54	66	49	6
	PE-Folie, 150 mm	53	78	45	13
	PE-Folie, 300 mm	37	44	31	5
Lagenanzahl Bewehrung	1 Lage	59	76	25	23
	2 Lage	53	78	45	13
CRC-Schichtdicke	50 mm	53	78	45	13
	70 mm	46	85	34	17

Tab. 5 - 19: Mittelwerte des RDEM in den Rissbereichen

Zusammenfassend kann für die Ultraschallmessungen festgehalten werden, dass durch diese die auftretenden Risse darstellbar waren. Im Mittel fiel dabei außerhalb der Rissbereiche der RDEM auf 89 % und in den Rissbereich auf 52 % des Ausgangswertes vor Belastung. Außerhalb der Risse entsprach dies in etwa Messwerten die bereits in vorangegangenen eigenen Projekten für Straßenbeton unter zyklischer Belas-

tung gemessen wurde. Eine Korrelation zwischen auftretenden Rissbreiten und RDEM konnte nicht festgestellt werden. Unterschiedliche Einflüsse auf den RDEM und somit auf das Gefüge aus der Ausbildung der CRC-Schichten waren im Allgemeinen nicht erkennbar. Eine Ausnahme stellt der Vergleich der CRC-Schichtdicken innerhalb der VBT dar. Hier wiesen die 13 % niedrigeren Messwerte auf eine größere Schädigung der dickeren Schicht von 70 mm hin. Darüber trat bei 300 mm breiter VBT aus PE-Folie eine Verringerung des RDEM im Vergleich zu den anderen Breiten und Material von 14 – 15 % auf.

Dehnungskurven

Mittels in Balkenmitte auf der CRC- Oberseite angebrachter 100 mm langer DMS wurden über die gesamte Versuchsdauer kontinuierlich die Dehnungen aufgezeichnet.

Bei der Auswertung der Dehnungskurven ist zu beachten, dass die DMS auf Mittellast tariert wurden, somit konnten sowohl Stauchungen als auch Dehnungen auftreten. Zudem ist anzumerken, dass es bei zwei der drei notwendigen Durchläufe nach 3,5 bzw. 4 Millionen Belastungszyklen Öl aus den Hydraulikzylindern, welche die Belastung aufbrachten, auslief und diese gewartet werden mussten. Der damit verbundene Neustart der Messtechnik führte dazu, dass ab diesem Zeitpunkt versehentlich die Dehnungen bis zum Versuchsende nach 5 Millionen Belastungszyklen nicht mehr aufgezeichnet wurden. Dazu erwiesen sich die Messdateien zu den Verbundbalken ZB_02_50_2_000_0, ZB_01_50_2_150_a und ZB_01_70_2_150_a als fehlerhaft und konnten nicht ausgelesen werden.

An den Balken ohne Risse unter den DMS blieben die Dehnungen über die gesamte Versuchsdauer nahezu konstant und betrugen minimal $-61 \mu\text{m/m}$ und maximal $248 \mu\text{m/m}$ (siehe Bild 5 - 46).

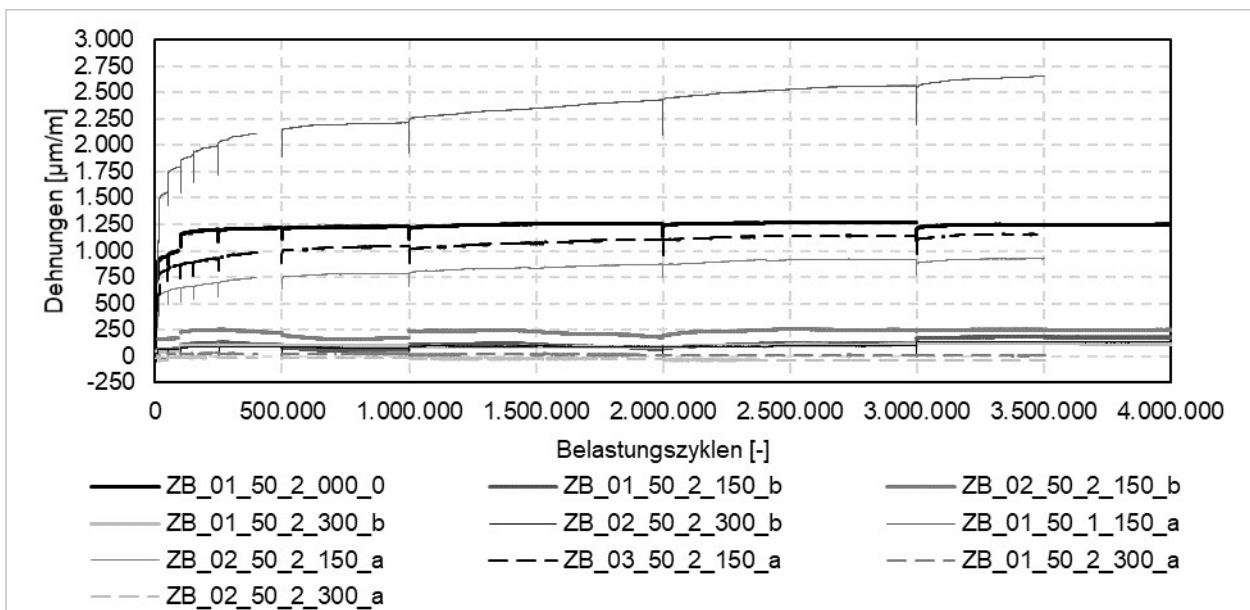


Bild 5 - 46: Dehnungskurven in den Versuchen unter zyklischer Last aufgezeichnet über der Balkenmitte.

Bei vier Balken traten Risse unterhalb der DMS auf. Hier war initial (0 – 10.000 Belastungszyklen) eine große Steigung der Dehnungskurve zu beobachten. Mit fortschreitender Versuchsdauer nahm die Steigung immer mehr ab, wobei hier nur am Balken ZB_02_50_2_000_0 nach ca. 2 Millionen ein Plateau erreicht wurde. Bei den anderen drei Balken stieg die Dehnung kontinuierlich an. Dazu fielen bedingt durch die Entlastung alle Kurven nach jedem Belastungsintervall ab.

Es wurden Dehnungen von max. $929 - 2660 \mu\text{m/m}$ aufgezeichnet, die näherungsweise Rissbreiten von $0,09 - 0,27 \text{ mm}$ entsprachen (vgl. Tab. 5 - 20). Damit sind die mittels Dehnung ermittelten Rissbreiten im Allgemeinen in etwa so breit wie die mittels Rissmaßstab an den entlasteten Balken bestimmten Risse ($0,10 - 0,30 \text{ mm}$). Aber im direkten Vergleich für die jeweiligen Risse wurden von den DMS in je 50 % der Fälle größere und geringere Rissbreiten ermittelt.

Probekörper	Rissanzahl unter DMS	Min. Dehnung	Max. Dehnung	Rissbreite DMS	Rissbreite Rissmaßstab
[-]	[-]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[mm]	[mm]
ZB_01_50_2_000_0	1	-50	1271	0,13	0,10
ZB_02_50_2_000_0	1	-	-	-	-
ZB_01_50_2_150_b	0	-184	131	-	-
ZB_02_50_2_150_b	0	-393	248	-	-
ZB_01_50_2_300_b	0	-499	215	-	-
ZB_02_50_2_300_b	0	-148	131	-	-
ZB_01_50_1_150_a	1	192	2660	0,27	0,15
ZB_01_50_2_150_a	0	-680	-22	-	-
ZB_02_50_2_150_a	1	102	929	0,09	0,15
ZB_03_50_2_150_a	1	175	1162	0,12	0,15
ZB_01_70_2_150_a	0	-	-	-	-
ZB_01_50_2_300_a	0	-43	32	-	-
ZB_02_50_2_300_a	0	-48	6	-	-

Tab. 5 - 20: Durch DMS ermittelte Dehnungen und Rissbreiten in den zyklischen Versuchen an Verbundbalken.

5.3.4 Begleituntersuchungen an Bohrkernen

Ziel der Begleituntersuchungen an Bohrkernen aus den zyklisch belasteten Verbundbalken war die Bestimmung des Verbundverhaltens von Unter- und carbonbewehrtem Aufbeton bzw. Neubeton in belasteten und unbelasteten Balkenbereichen um somit die charakteristischen Verbundeigenschaften zu erfassen. Dazu wurden aus jedem Verbundbalken nach der zyklischen Belastung über die gesamte Balkenhöhe pro Versuch vier Bohrkern entnommen, wobei jeweils zwei Bohrkern aus belasteten und unbelasteten Balkenbereichen stammten. An den Balken mit Verbundtrennung, wurden die Entnahmestellen unmittelbar neben dem Verbundtrennungsbereich festgelegt (siehe Bild 5 - 47).

Darüber hinaus wurde für weitere Untersuchungen Bohrkern aus den Balken entnommen. Deren Position und Verwendungszweck kann ebenfalls der Bild 5 - 47 und der Tab. 5 - 21 entnommen werden.

Abkürzung	Erläuterung	Bohrkerndurchmesser / -länge
SV	Scherversuche (AP 3)	150 mm / 270 mm
ZV	Zentrische Zugversuche (AP 3)	100 mm / 200 mm
W	Wasseraufnahme / Kapillares Saugen (AP 4)	150 mm / 100 mm
CDF	CDF-Prüfung für (AP 4)	150 mm / 100 mm

Tab. 5 - 21: Bohrkernentnahme aus Verbundbalken, Erläuterung Abkürzungen

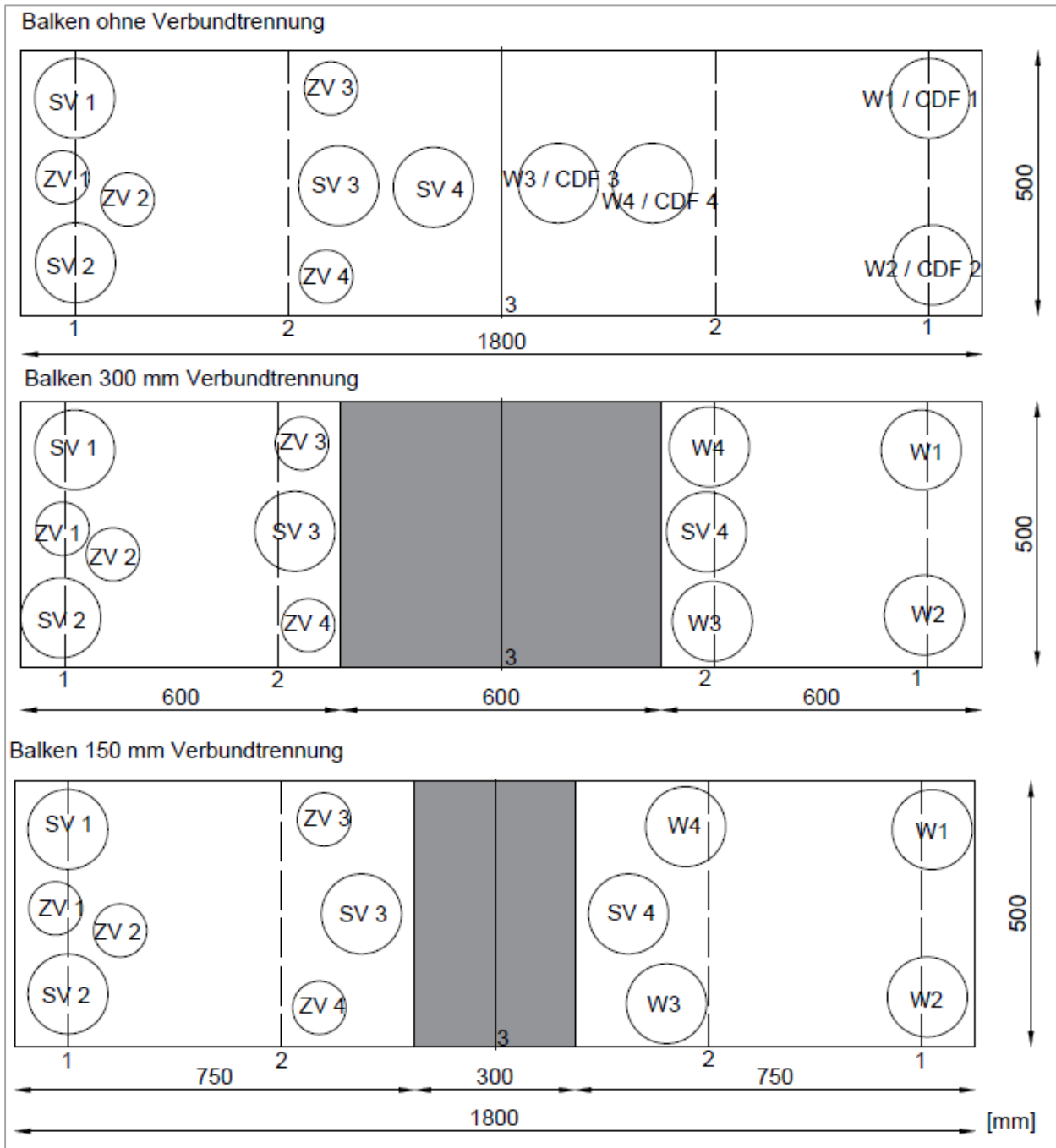


Bild 5 - 47: Bohrkernentnahmestellen an Verbundbalken, 1 – Auflagerachsen, 2 – Lastenleitungsachsen, 3 – Dehnungsfuge / Balkenmitte

Scherversuche an Bohrkernen

Ziel der Scherversuche war die Bestimmung der Scherfestigkeit der Verbundfuge, um über diese auf eine evtl. Delamination von Unter- und Carbonbeton schließen zu können. Dazu wurden wie dem Bild 5 - 47 zu entnehmen vier Bohrkern mit 150 mm Durchmesser aus jedem Verbundbalken entnommen. In den belasteten Balkenbereichen wurden die Bohrkern außerhalb der Verbundtrennungsbereiche entnommen.

Durchgeführt wurden die Scherversuche nach TP Asphalt-StB Teil 80 (2007) mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 50 ± 2 mm/min über einen Scherrahmen. Die Scherebene war die Verbundfuge (siehe Bild 5 - 48) und die Probekörper wurden bis zum vollständigen Versagen belastet.

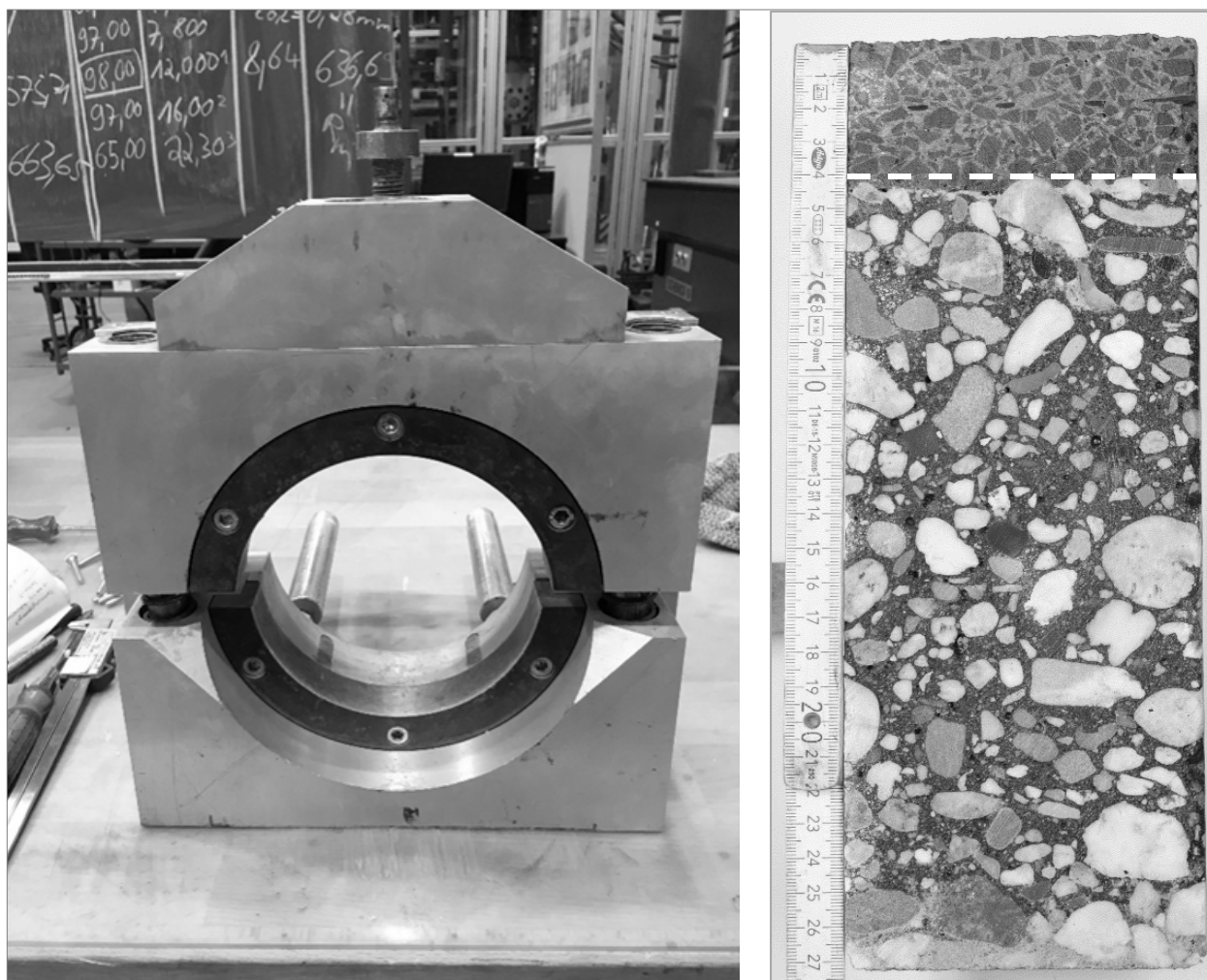


Bild 5 - 48: Links - Scherrahmen, rechts - Scherebene (gestrichelte Linie) am Bohrkern.

Ausgewertet wurden der Einfluss der Verbundtrennung (Material, Länge), der Bewehrungslagen und der Schichtdicke der CRC-Schicht auf die Scherfestigkeit der Verbundfuge, als Parameter für die Schädigung des Verbunds zwischen Unter- und Aufbeton.

Da keine Anforderungswerte an den Schichtenverbund bzw. die Scherfestigkeit der Verbundfuge von Unter- und Aufbeton in Betonfahrbahndecken existieren, kann der Zustand der Verbundfuge hier nur qualitativ beurteilt werden. In der Praxis wird davon ausgegangen, dass bei einer ausreichend rauen Verbundfuge ohne Luftporen oder sonstige Störungen der Verbund beider Betonschichten unter Scherbelastung ausreichend groß ist. Neben der qualitativen Beurteilung der Verbundfuge lag der Fokus der Auswertung hier daher vor allem auf dem Einfluss der o.g. Parameter auf die Scherfestigkeit unter zyklischer Belastung.

An den entnommenen Bohrkernen konnten keine Luftporen oder andere Störungen der Verbundfuge beobachtet werden. Zudem waren diese frei von Abplatzungen, Rissen oder Delaminationen. Nach der Scherbelastung zeigten die Bruchflächen an der Aufbetonseite (CRC) zumeist eine dünne Leimschicht des Unterbetons von wenigen Millimetern Dicke (siehe Bild 5 - 49). Teilweise kam es zu Ausbrüchen des Unter- und / oder Carbonbetons.

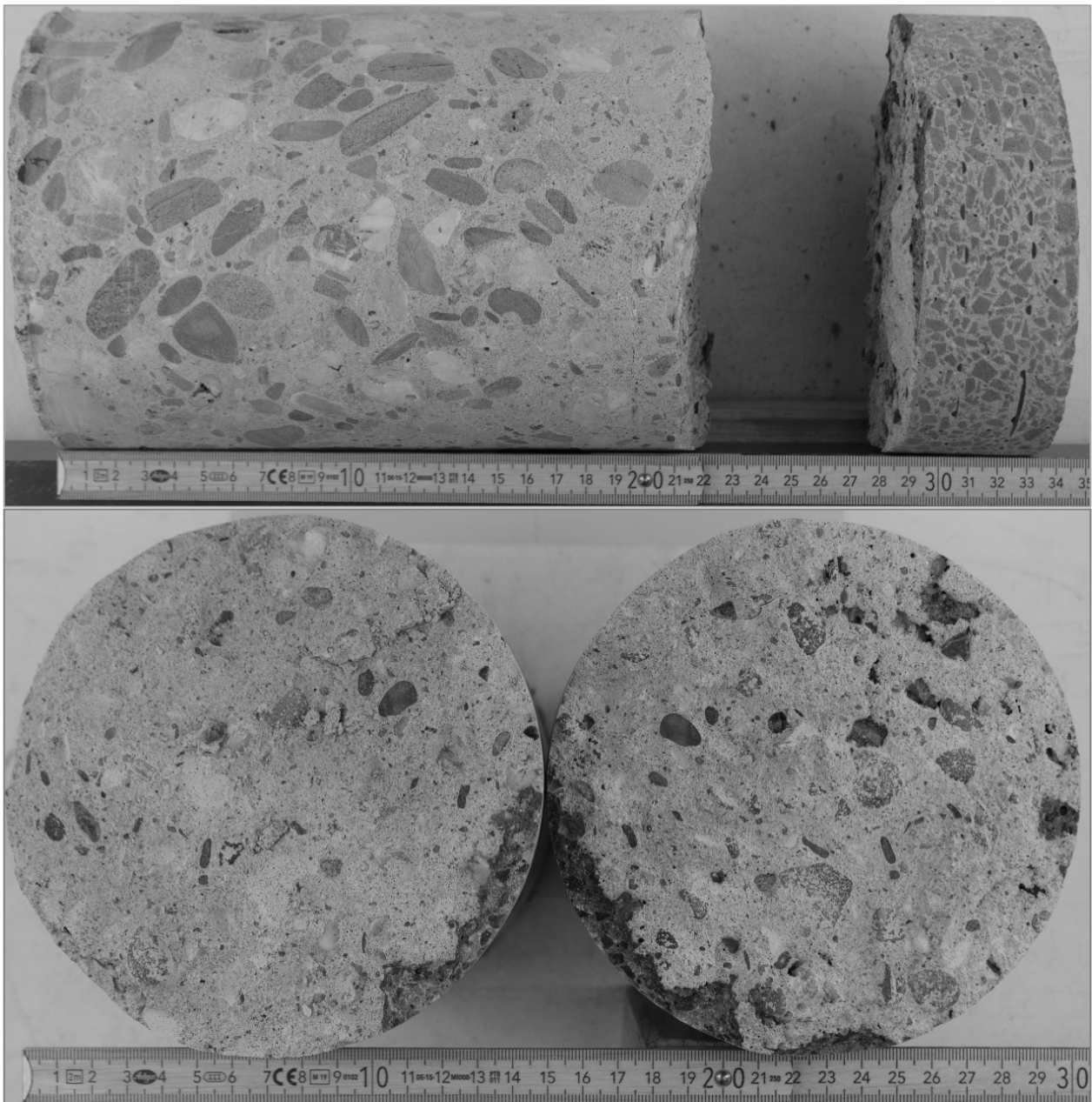


Bild 5 - 49: Repräsentatives Beispiel Bruchflächen nach Scherbelastung der Verbundfuge

Für die nachfolgenden Betrachtungen wurden jeweils die an den einzelnen Bohrkernen bestimmten Scherfestigkeiten aller Verbundbalken mit der gleichen Ausbildung von CRC-Schicht und Verbundtrennung zu Mittelwerten zusammengefasst (siehe Tab. 5 - 22). Die detaillierte Auswertung der Versuche kann der Anlage entnommen werden. Gegenübergestellt werden die Scherfestigkeiten, welche in belasteten und unbelasteten Balkenbereichen bestimmt wurden.

An den Balken ohne Verbundtrennung fiel die Scherfestigkeit in der belasteten Balkenmitte um 18 % im Vergleich zu den unbelasteten Randbereichen ab. Mit zunehmender Breite der Verbundtrennung wurde dieser Scherfestigkeitsverlust an allen Balken mit Verbundtrennung geringer. Die Verbundbalken mit Bitumenbeschichtung zeigten dabei mit 150 mm breiter beidseitiger Verbundtrennung 16 % und 6 % Abnahme bei 300 mm breiter Verbundtrennung erst bei letzterer eine deutliche Veränderung der Scherfestigkeit im Vergleich zur Ausgangskonfiguration ohne Verbundtrennung. Dabei wurde die Veränderung der

Scherfestigkeit mit Zunahme der VBT-Breite geringer, was darauf hinweist, dass der Verbund zwischen Unter- und Aufbeton eine geringere Schädigung erfahren hat. Gleiches ist an den Balken mit PE-Folie als VBT-Material zu beobachten, wobei hier mit 8 % und 11 % die Abnahme der Scherfestigkeit für beide Verbundtrennungsbreiten ca. gleich ausgeprägt war.

Im Vergleich der Verbundbalken mit unterschiedlichen Bewehrungslagen wiesen mit 10 % Abnahme der Scherfestigkeit bei einer Bewehrungslage und 8 % bei zwei Bewehrungslagen die Ergebnisse auf ca. gleich hohe Schädigungen der Verbundfuge hin. Auch für unterschiedliche CRC-Schichtdicken waren die Schädigungen mit 8 % Abnahme bei 50 mm Schichtdicke und 9 % Abnahme bei 70 mm Schichtdicke ca. gleich.

Probenbezeichnung	Mittelwerte			Standardabweichung	
	unbelastet	belastet	Differenz	unbelastet	belastet
	Mpa = N/mm ²	Mpa = N/mm ²	[%]	Mpa = N/mm ²	Mpa = N/mm ²
ZB_02_50_2_000_0	6,201	4,611	-26%	0,799	0,829
ZB_01_50_2_000_0	3,694	3,292	-11%	0,038	0,018
MW	4,947	3,951	-18%	0,418	0,423
ZB_01_50_2_150_b	5,525	4,870	-12%	0,582	0,531
ZB_02_50_2_150_b	4,746	3,796	-20%	0,285	0,044
MW	5,135	4,333	-16%	0,434	0,287
ZB_01_50_2_300_b	4,821	4,024	-17%	0,222	0,317
ZB_02_50_2_300_b	4,622	4,873	5%	0,041	0,011
MW	4,721	4,449	-6%	0,131	0,164
ZB_01_50_1_150_a	5,119	4,586	-10%	0,679	0,574
MW	5,119	4,586	-10%	0,679	0,574
ZB_01_50_2_150_a	5,499	5,102	-7%	0,423	0,366
ZB_02_50_2_150_a	5,181	4,927	-5%	0,133	0,094
MW	5,354	4,925	-8%	0,224	0,203
ZB_01_70_2_150_a	5,273	4,799	-9%	0,553	0,405
MW	5,273	4,799	-9%	0,553	0,405
ZB_01_50_2_300_a	5,055	4,558	-10%	0,078	0,062
ZB_02_50_2_300_a	5,237	4,568	-13%	0,230	0,108
MW	5,146	4,563	-11%	0,154	0,085
MAX	6,201	5,102	5%	0,799	0,829
MIN	3,694	3,292	-26%	0,038	0,011
MW	5,104	4,519	-11%	0,322	0,270

Tab. 5 - 22: Übersicht Ergebnisse Scherversuche an Bohrkernen aus zyklisch belasteten Verbundprobekörpern

Zusammengefasst traten bei zyklischer Belastung mit Zunahme der Verbundtrennungsbreite geringere Schädigungen der Verbundfuge auf, wobei bei Bitumenbeschichtung als Verbundtrennungsmaterial dieser Effekt hier erst ab einer Breite von 300 mm beidseitig auftrat. Hier konnte kein Einfluss der verwendeten Bewehrungslagen und Schichtdicken auf den Verbund von Unter- und Aufbeton festgestellt werden. Alle Versuche zeigten eine variierende Abnahme der Scherfestigkeit nach zyklischer Belastung, die auf Grund fehlender Anforderungswerte nicht quantitativ eingeordnet werden konnte.

Zugversuche an Bohrkernen

In den zentrischen Zugversuchen wurde der Haftverbund zwischen Unter- und carbonbewehrtem Aufbeton bestimmt, um über Vergleiche der belasteten und unbelasteten Balkenbereiche Rückschlüsse auf eine evtl. Delamination der Betonschichten schließen zu können. Darüber hinaus können über die Position der Versagensebene (Bruch im Unterbeton, Carbonbeton oder in der Verbundfuge) Rückschlüsse über die Schwachstelle der Verbundbalken bezüglich zyklischer Biegezugbelastung gezogen werden.

Dafür wurden aus jedem Verbundbalken nach der zyklischen Belastung vier Bohrkern von 100 mm Durchmesser entnommen, wobei jeweils zwei Bohrkern aus belasteten und unbelasteten Balkenbereichen stammten (siehe Bild 5 - 47).

Durchgeführt wurden die Zugversuche nach DIN EN 14488-4 (2008) mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $0,05 \pm 0,01$ MPa/s bis zum Bruch der Bohrkern.

Analog zu den Bohrkernen für die Scherversuche (siehe Kapitel 5.3.4, Scherversuche an Bohrkernen) traten auch hier keine Lufteinschlüsse oder andere Störungen der Verbundfuge, Abplatzungen, Risse oder Delaminationen auf.

Von den auf zentrischen Zug belasteten Bohrkernen versagten 19 der Bohrkern ohne und 21 Bohrkern mit zyklischer Vorbelastung im Unterbeton (siehe Tab. 5 - 23 und Bild 5 - 50). In der Verbundfuge versagten 4 Bohrkern. Unter diesen befanden sich 3 ohne und ein Bohrkern mit zyklischer Vorbelastung. Dazu trat der Bruch bei 3 Bohrkernen teilweise im Unterbeton und in der Verbundfuge auf. Folglich kann hier der Unterbeton als maßgebliche Schwachstelle hinsichtlich der Zugfestigkeit für Balkenbereiche mit und ohne zyklische Vorbelastung festgestellt werden. Auch wenn die Verbundfuge durch die zyklische Vorbelastung eine Schädigung erfahren haben sollte, wie es u.a. die Scherversuche andeuten (siehe Kapitel 5.3.4, Scherversuche an Bohrkernen) ist diese hinsichtlich der Zugtragfähigkeit senkrecht zur Verbundfuge nicht maßgebend.

Bruchebene	Abkürzung	Ohne zyklische Vorbelastung (unbelastet)	Mit zyklischer Vorbelastung (belastet)
Im Unterbeton	A	19 von 26	21 von 26
Teilweise im Unterbeton und in Verbundfuge	A/B	2 von 26	1 von 26
In Verbundfuge	B	1 von 26	3 von 26
Aufbeton	C	0 von 26	0 von 26
Grenzfläche Aufbeton / Bewehrung	D	4 von 26	1 von 26

Tab. 5 - 23: Häufigkeiten der unterschiedlichen Bruchebenen, Zugversuche an Bohrkernen aus Verbundbalken

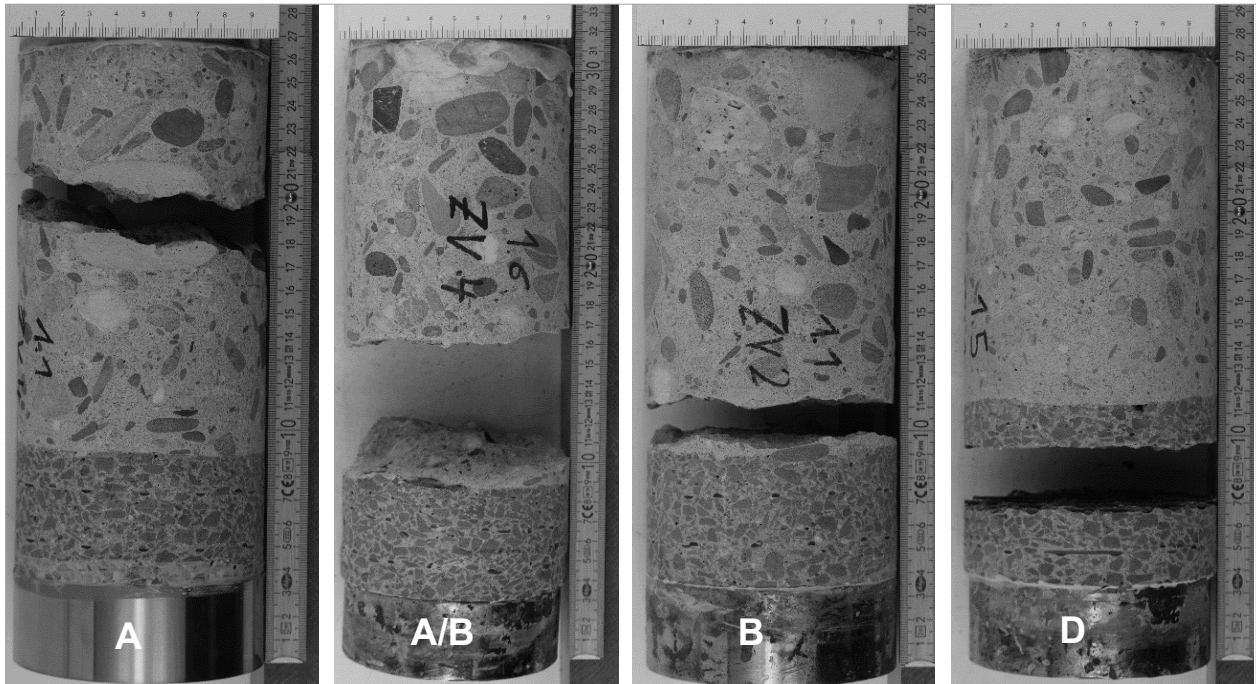


Bild 5 - 50: Beispiele für Bruchebenen; A - im Unterbeton, A/B - Teilweise im Unterbeton und in Verbundfuge, B - In Verbundfuge, D – Grenzfläche Aufbeton / Bewehrung

Da für die vorliegende Fragestellung hier vorrangig Verbundverhalten von Unter- und Aufbeton von Interesse war, konnte aus dem detaillierten Vergleich der aufgetretenen Zugfestigkeiten kein Mehrwert gezogen werden. Die vollständigen Versuchsergebnisse können der Anlage entnommen werden.

Auffällig ist, dass sämtlichen gemessenen Zugfestigkeiten unter den minimalen theoretischen Zugfestigkeiten lagen, welche anhand der Druckfestigkeitsklassen der Betone (C 30/37 Unterbeton, C 40/50 Aufbeton) bestimmt werden können (siehe Gl. 5 – 13 und Tab. 5 - 24). Für den Unterbeton ergibt sich diese zu $f_{ct,min} = 2,5 \text{ N/mm}^2$. Die Bohrkern versagten im Unterbeton bei einer Spannung von maximal $2,170 \text{ N/mm}^2$. Im Aufbeton wurde die rechnerische Zugfestigkeit von $f_{ct,min} = 3,300 \text{ N/mm}^2$ mit Spannungen von maximal $1,711 \text{ N/mm}^2$ ebenfalls nicht erreicht.

Theoretische zentrische Zugfestigkeit (Gl. 5 – 13, SCHNEIDER 2020):

$$\text{Unterbeton: } f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} = \frac{0,9 \cdot 37 \text{ N/(mm}^2)}{(8 \text{ bis } 15)} = 4,6 \text{ bis } 2,5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 5-13a}$$

$$\text{Aufbeton: } f_{ct} = 0,9 \cdot f_{ct,sp} = \frac{0,9 \cdot 50 \text{ N/(mm}^2)}{(8 \text{ bis } 15)} = 6,3 \text{ bis } 3,3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Gl. 5-13b}$$

Um im Rahmen von Instandsetzungsarbeiten ein Abplatzen von oberflächennahen Betonzonen zu vermeiden gibt die RL-SIB (DAfSTB INSTANDSETZUNGSRICHTLINIE 2001) eine mittlere Oberflächenzugfestigkeit des Betons von $1,5 \text{ N/mm}^2$ vor (kleinster Einzelwert min. $1,0 \text{ N/mm}^2$). In den hier durchgeführten Zugversuchen wurde jedoch nicht die Oberflächenzugfestigkeit ermittelt, sondern die Kernzugfestigkeit. Bei Beton ist diese i.d.R. höher als die Oberflächenzugfestigkeit (ORLWOSKY & RAUPACH 2008). Es gibt jedoch keine Anforderungen an die Kernfestigkeit von instandgesetzten Betonflächen, weshalb hier auf die Oberflächenzugfestigkeit zurückgegriffen werden muss. Auch wenn die hier untersuchte CRC-Schicht nicht ausschließlich für Instandsetzungszwecke verwendet werden soll, so ist das geplante Herstellungsverfahren für Neubau und Instandsetzung gleich. Auf einen Unterbeton mit aufgerauter Oberfläche (Waschbeton oder

Abtrag des Zementleims) wird eine dünne CRC-Schicht aufgetragen. Die Anforderung an die Oberflächenzugfestigkeit des Unterbetons greift also für beide Einsatzzwecke. Hinsichtlich des Mittelwerts wird der Anforderungswert von 1,5 N/mm² sowohl an den Bohrkernen aus zyklisch unbelasteten als auch zyklisch belasteten Balkenbereichen eingehalten. Lediglich in einem Fall wird der Mindestwert der Einzelwerte von 1,0 N/mm² unterschritten (siehe Tab. 5 - 24).

Probenbezeichnung		unbelastet		Probenbezeichnung	belastet	
		max. Spannung	Bruchebene		max. Spannung	Bruchebene
		N/mm ²	[-]		N/mm ²	[-]
ZB_02_50_2_000_0	ZV1.1_1	2,036	A/B	ZV1.1_3	1,951	A
	ZV1.1_2	2,155	B	ZV1.1_4	2,008	A
	MW	2,095		MW	1,979	
ZB_01_50_2_000_0	ZV1.6_1	1,583	A	ZV1.6_3	1,273	A
	ZV1.6_2	2,055	A	ZV1.6_4	1,912	A/B
	MW	1,819		MW	1,592	
ZB_01_50_2_150_b	ZV1.4_1	2,328	A	ZV1.4_3	2,421	B
	ZV1.4_2	2,202	A	ZV1.4_4	2,043	A
	MW	2,265		MW	2,232	
ZB_02_50_2_150_b	ZV1.5_1	1,810	D	ZV1.5_3	2,170	A
	ZV1.5_2	2,201	A	ZV1.5_4	0,797	A
	MW	2,005		MW	1,484	
ZB_01_50_2_300_b	ZV1.2_1	1,986	A	ZV1.2_3	1,856	A
	ZV1.2_2	1,749	A	ZV1.2_4	1,381	A
	MW	1,868		MW	1,619	
ZB_02_50_2_300_b	ZV1.3_1	1,817	D	ZV1.3_3	1,594	A
	ZV1.3_2	1,975	A	ZV1.3_4	1,583	B
	MW	1,896		MW	1,589	
ZB_01_50_1_150_a	SV2.6_1	2,220	A	SV2.6_3	1,965	A
	SV2.6_2	2,016	A	SV2.6_4	1,823	B
	MW	2,118		MW	1,894	
ZB_01_50_2_150_a	SV2.2_1	2,076	A	SV2.2_3	1,742	A
	SV2.2_2	1,986	A	SV2.2_4	1,663	A
	MW	2,031		MW	1,703	
ZB_02_50_2_150_a	SV2.3_1	2,036	A	SV2.3_3	1,779	A
	SV2.3_2	2,188	A	SV2.3_4	1,943	A
	MW	2,112		MW	1,861	
ZB_03_50_2_150_a	SV2.5_1	2,244	A/B	SV2.5_3	1,711	D
	SV2.5_2	2,295	A	SV2.5_4	2,056	A
	MW	2,270		MW	1,883	
ZB_01_70_2_150_a	SV3.1_1	2,251	A	SV3.1_3	1,922	A
	SV3.1_2	2,109	D	SV3.1_4	1,909	A
	MW	2,180		MW	1,916	
ZB_01_50_2_300_a	SV2.1_1	1,919	A	SV2.1_3	1,646	A
	SV2.1_2	1,935	A	SV2.1_4	1,692	A
	MW	1,927		MW	1,669	
ZB_02_50_2_300_a	SV2.4_1	2,030	A	SV2.4_3	1,700	A
	SV2.4_2	1,650	D	SV2.4_4	1,465	A
	MW	1,840			1,582	
	MAX	2,270			2,232	
	MIN	1,819			1,484	
	MW	2,039			1,778	

Tab. 5 - 24: Übersicht Ergebnisse zentrische Zugversuche an Bohrkernen aus zyklisch belasteten Verbundprobekörpern

5.4 Zugversuche an Carbonbeton unter statischer und zyklischer Belastung (AP3, TUD)

Die im nachfolgenden Kapitel beschriebenen Untersuchungen wurden im Otto-Mohr-Laboratorium der Technischen Universität Dresden durchgeführt (TUD).

5.4.1 Ziel der Vorversuche

In diesem Arbeitspaket des Forschungsvorhabens sollte aufbauend auf den Vorversuchen zur Materialauswahl, siehe Kapitel 5.1.3, das Zugverhalten von Probekörpern aus Carbonbeton untersucht werden. Diese Probekörper bestanden aus einem grobkörnigen (8 mm Größtkorn) Beton und waren mit zwei Lagen Carbonbewehrung verstärkt. Durch die Prüfung unter statischen und zyklischen Lasten sollten insbesondere die Rissbildung und die Risseigenschaften untersucht werden. Insbesondere die zyklischen Belastungen sollten in diesen Versuchen genauer betrachtet werden. Um Aussagen über den Einfluss der Umgebungstemperatur treffen zu können, wurden zudem verschiedene Temperaturen untersucht.

5.4.2 Herstellung der Prüfkörper

Die einzelnen Prüfkörper waren zweilagig bewehrt. Die Schichtdicken der einzelnen Lagen wurden zwischen 10 und 15 mm gewählt. Bei einer zweilagigen textilen Bewehrung ergab dies so eine Gesamtschichtdicke von 40 mm. Diese 40 mm waren den später durchzuführenden Prüfungen unter verschiedenen Temperaturen geschuldet. Um die Prüfungen durchführen zu können, durfte der jeweilige Dehnkörper nicht stärker als 40 mm sein. Dickere Prüfkörper konnten aufgrund der Randbedingungen der Prüfmaschine nicht getestet werden.

Zur Herstellung der einzelnen Prüfkörper wurden 2 Laminiertische mit den Abmessungen 1,2 x 0,8 m (Länge x Breite) und eine Schalttafel mit den Abmessungen 1,80 x 0,9 m (Länge x Breite) verwendet. Pro Laminiertisch konnten fünf Prüfkörper mit einem links- und rechtsseitigen Verschnitt hergestellt werden. Die unterschiedlichen Abmessungen der Probekörper werden in den Kapiteln 5.4.3 und 5.4.7 erläutert.

Im Laufe der Probekörperherstellung zeigte sich, dass es zum Durchhängen der einzelnen Bewehrungslagen kommen kann. Um dies zu verhindern, wurden nach der Herstellung der Prüfkörper TOBFOB_12 und TOBFOB_15 Holzleisten in die Schalungen eingelegt. Somit entstanden drei einzelne Felder, in welche die textile Bewehrung eingelegt werden konnte. Durch einen geringen Überstand der Bewehrungen, lagen diese auf den Holzleisten auf. Zur Sicherstellung der geforderten Schichtdicken mussten die einzelnen Schalleisten einzeln nach jeder Schicht befestigt werden. Die erste und dritte Schicht besaß eine Dicke von 15 mm. Die mittlere Schicht wurde mit einer Stärke von 10 mm ausgeführt. Zur Einhaltung der einzelnen Schichtdicken wurden Holzleisten mit den entsprechenden Höhen verwendet. Durch schrittweises Befestigen der Holzleisten nach jeder Betonageschicht konnten somit die einzelnen Schichtdicken eingehalten werden, bei gleichzeitiger Befestigung der textilen Bewehrung. Die einzelne Schalung mit den Holzleisten und die Schalung für die statischen Prüfkörper sind in Bild 5 - 51 dargestellt. Der Eintrag des Betons erfolgte händisch und wie bereits beschrieben mittels Laminierverfahren. Anschließend wurde der Beton händisch verdichtet.

Das Ausschalen der Probekörper erfolgte am dritten Tag nach der Betonage. Anschließend wurden die Körper bis zum siebten Tag im Wasser gelagert. Die Prüfkörper für die zyklischen Versuche konnten bei einer Länge von 1,5 m und einer Breite zwischen 0,14 und 0,18 m nicht in einem Wasserbecken gelagert werden. Um die Prüfkörper dennoch feucht zu halten, wurden diese mit feuchten Tüchern und Folien umwickelt. Nach dem siebten Tag wurden die Probekörper im Klimaraum bei Normalklima (20 °C Lufttemperatur und 65 % relative Luftfeuchte) luftumspült bis zum Prüftag gelagert. Vor der Prüfung erfolgte das Ablängen der Prüfkörper auf die angestrebten Breiten und Längen.

Insgesamt wurde ein Betonvolumen von 65 Liter pro unterschiedliche Textilbewehrung benötigt. Dies beinhaltet die einzelnen Dehnzugkörper als auch die Standardprüfkörper.



Bild 5 - 51: Schalungsform für zyklische und statische Prüfkörper.

5.4.3 Abmessungen der statischen Prüfkörper

Wie im vorherigen Kapitel bereits erläutert, durfte die Gesamtstärke der Prüfkörper 40 mm nicht überschreiten. Die Breite der einzelnen Dehnkörper wurde auf drei Maschenweiten festgelegt. Für die statischen Dehnversuche wurden zehn Prüfkörper mit dem Textil A hergestellt. Neun davon wurden auf Dehnzug geprüft. Ein Prüfkörper verblieb als Ersatz. Bei einem äußeren Verschnitt von 85 mm ergab sich somit eine Gesamtbreite von 400 mm. Die Gesamtlänge der Prüfkörper betrug 800 mm (siehe Bild 5 - 52). Diese im Vergleich zu den Versuchen der RUB reduzierte Länge war den einzelnen Prüfmaschinen geschuldet.

Die in Bild 5 - 52 dargestellten Bereiche zeigen die unterschiedlichen Prüfkörper an. Je nach hinterlegter Tönung wurden die Prüfkörper bei unterschiedlichen Temperaturen untersucht. Die Prüfkörper 01 bis 03 wurden bei -22°C gedehnt. Die Prüfkörper 04 bis 06 wurden bei 20°C untersucht. Abschließend wurden die Prüfkörper 07 bis 09 bei Temperaturen von 60°C getestet.

Für die zyklischen Dehnkörperversuche wurden acht Prüfkörper hergestellt. Wie bereits für die statischen Dehnkörperversuche sollte auch bei den zyklischen Dehnzugversuchen die Maschenweite drei betragen. Die einzelnen Breiten der Dehnkörper betragen somit für Textil A 52 mm. Durch beidseitigen Verschnitt war die Breite der vorzuhaltenden Schalung 550 mm.

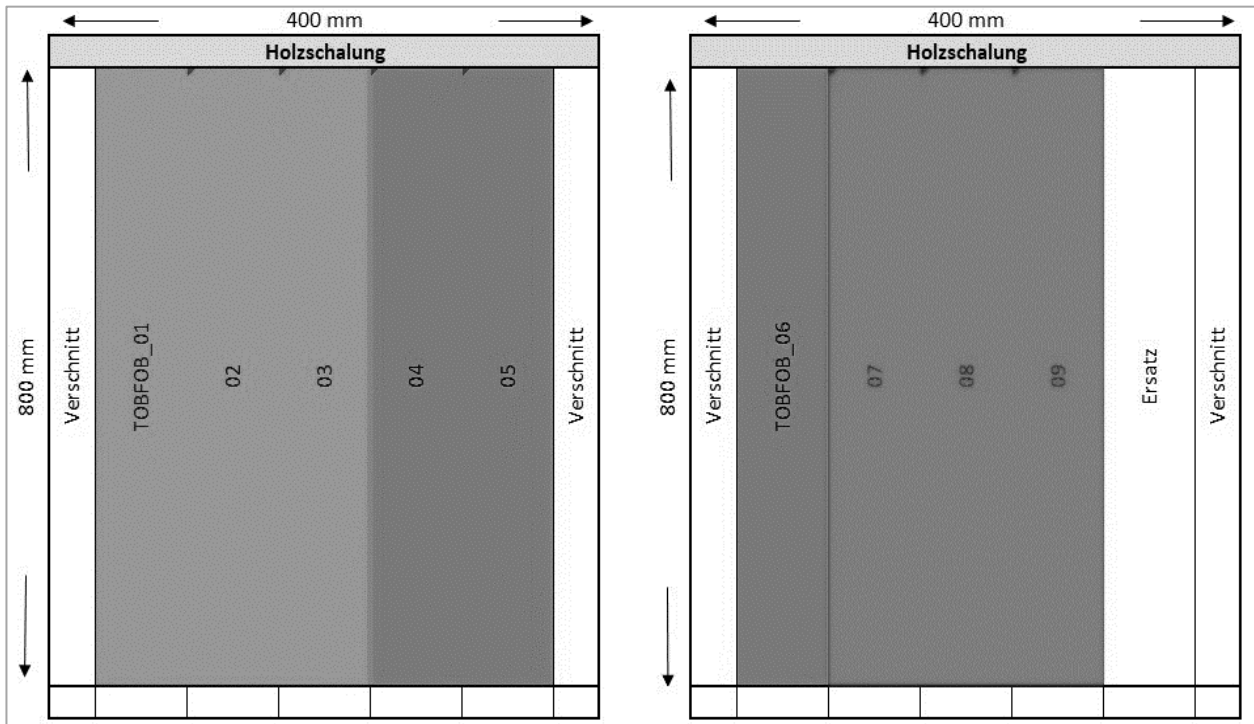


Bild 5 - 52: Schalungsplan für statische Prüfkörper.

5.4.4 Messwertaufnahme der statischen Dehnzugkörper

Die Messwertaufnahme für die spätere Auswertung der Versuchsdaten erfolgte bei den statisch geprüften Probekörpern mittels Photogrammetrie und über die direkte Messung der Dehnung. Problematisch bei Temperaturen von -22°C ist, dass sich Eiskristalle auf der Oberfläche der Prüfkörper bilden können. Dadurch wäre die Photogrammetrische Messung der Dehnung und der Rissbreiten nicht durchführbar bzw. die Messwerte würden verfälscht. Aufgrund dessen wurden die Dehnungen bei den Prüftemperaturen von 20 und -22°C direkt gemessen. Dazu wurde eine entsprechende Prüfapparatur beidseitig direkt auf die eingespannten Probekörper (vgl. Bild 5 - 53) aufgesetzt.

Um die Versuchstemperatur von 60°C zu erreichen wurden Heizstrahler verwendet. Diese Heizstrahler ließen eine exakte Regelung der Temperatur zu. Nachteilig der Heizgeräte war, dass Sie eine direkte Messung der Dehnung auf Grund ihrer Größe verhinderten. Um dennoch Aussagen über die Rissbreiten treffen zu können, war die Photogrammetrie am besten geeignet.

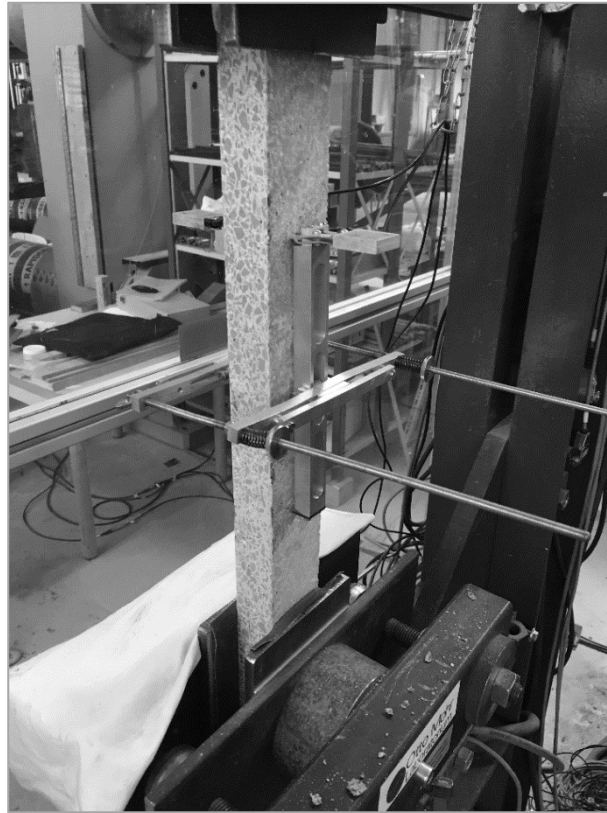


Bild 5 - 53: Probekörper mit DD1 Messapparatur (einaxialer Wegaufnehmer).

5.4.5 Durchführung der statischen Dehnzugversuche

Zur Charakterisierung des statischen Zugverhaltens von Carbonbeton wurden insgesamt 9 Prüfkörper unter verschiedenen Temperaturen untersucht. Dazu wurden die Probekörper in einer Zugmaschine mit einer Klemmkraft von 150 bar eingeklemmt. Der lichte Abstand bzw. die freie Probekörperlänge zwischen den einzelnen Klemmbacken betrug 40 cm. Die Prüfkörper wurden bis zum Bruch (rund 60 kN) mit einer Prüfungsgeschwindigkeit von 1 mm/min belastet. Die Durchführung der statischen Dehnzugversuche erfolgte im Alter der Dehnkörper von 28 Tagen. Als Prüfapparatur wurde ein Biaxial-Rahmen verwendet. Zur Sicherstellung der verschiedenen Prüftemperaturen wurden verschiedene Apparaturen zur Unterstützung genutzt. Für die Versuche bei -22 °C lagerten die drei Probekörper mindestens 24 Stunden vor dem eigentlichen Versuch in einer Klimakammer. Diese kühlte die Prüfkörper auf die Zieltemperatur herunter. Während des Einbaus und der Zugbelastung konnten die Prüfkörper nicht weiter gekühlt werden. Infolge dessen stieg die Temperatur der Prüfkörper stetig an. Zur Kontrolle der Oberflächentemperatur kam ein Infrarot-Thermometer zum Einsatz. Die Temperatur wurde jeweils beim Einbau, bei 10 kN, 20 kN, 30 kN und nach dem Versagen gemessen und ist in Tab. 5 - 25 dargestellt.

Zum Aufheizen der Prüfkörper für die Versuche bei 60 °C wurden Heizstrahler verwendet, die zeitgleich während der Versuche die Temperatur konstant hielten. Die Dehnversuche bei 20 °C fanden unter Raumtemperatur statt. Bild 5 - 54 stellt den verwendeten Versuchsaufbau mit eingeklemmten Probekörper dar.



Bild 5 - 54: Versuchsaufbau mit Probekörper.

5.4.6 Auswertung der statischen Dehnzugversuche

Hauptaugenmerk der statischen Dehnzugversuche lag auf der Rissentwicklung und der Rissbreite der einzelnen Dehnkörper unter bestimmten Temperaturen. Die Temperaturen von -22 °C , 20 °C und 60 °C basieren auf den möglichen Einwirkungen von Fahrbahnbelägen. Pro Temperatur wurden drei Probekörper untersucht. Alle neun Versuche lieferten auswertbare Daten. Bei jedem der neun Prüfkörper traten die Risse orthogonal zur Belastungsrichtung auf. Insgesamt traten zwischen acht und 12 Risse in der freien Probekörperlänge auf. Direkt an den Klemmböcken traten Klemmrisse im Prüfkörper auf. Während der Zugbelastung traten keine Schubriss an den Probekörperseiten auf. Erst beim Versagen der Testkörper konnten eine Delamination entlang der Bewehrung registriert werden (vgl. Bild 5 - 55).

Die Temperaturmessung für den zuerst getesteten Probekörper TOBFOB_03 erfolgte mit einem Infrarot-Thermometer, dessen Messgenauigkeit nicht ausreichte. Aufgrund dessen wurde für die anderen beiden Tests ein anderes präziseres Infrarot-Thermometer verwendet. Wie Tab. 5 - 25 erkennen lässt, stieg die Temperatur der einzelnen Probekörper während des Versuchs an. Gemessen werden konnte jedoch nur die Oberflächentemperatur. Es kann davon ausgegangen werden, dass im Probekörperinneren die Temperatur langsamer anstieg. Die Dehnversuche bei einer Temperatur von -22 °C dauerten rund 12 bis 13 Minuten an.

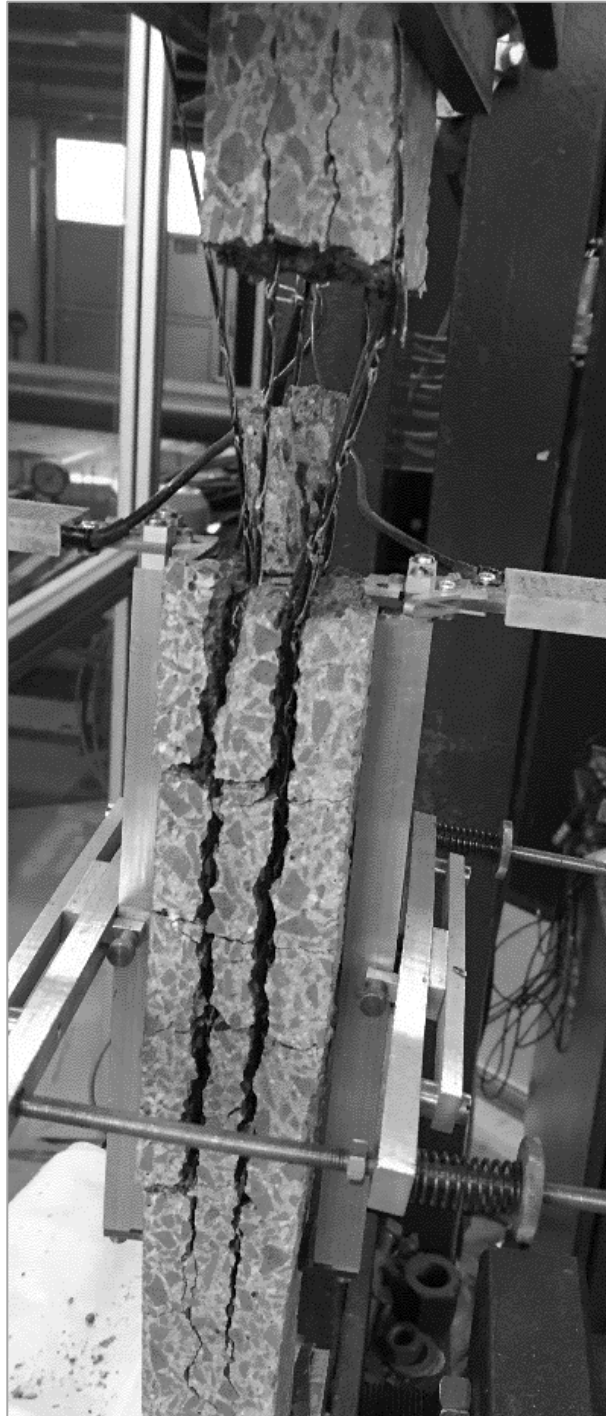


Bild 5 - 55: Schubrisse nach dem Versagen des Probekörpers.

Probekörper	Temperatur in °C bei:				
	Einbau	10 kN Belastung	20 kN Belastung	30 kN Belastung	Versagen
TOBFOB_01	-30,5	-22,1	-17,2	-12,5	-6,1
TOBFOB_02	-28,1	-20,6	-16,2	-11,8	-7,6
TOBFOB_03	-23,9	k. A.	k. A.	-4,8	-3,7

Tab. 5 - 25: Temperatur der Probekörper TOBFOB_01 bis TOBFOB_03

Die Probekörper, welche bei 60 °C untersucht werden sollten, wurden mit vier Heizstrahlern aufgeheizt. Diese Temperatur der einzelnen Heizstrahler konnte exakt eingestellt und während den Versuchen konstant gehalten werden. Dadurch kam es zu keinen Temperaturschwankungen. Zur Sicherstellung des gleichmäßigen Temperaturverlaufs im Probekörper wurden die einzelnen Dehnkörper zusammen mit den Heizelementen aufgeheizt. Nachdem die Zieltemperatur auf der Probekörperoberfläche erreicht wurde, wurde die Temperatur 15 Minuten konstant gehalten, um eine möglichst gleichmäßige Temperatur über den gesamten Querschnitt zu erreichen. In Bild 5 - 56 ist der Versuchsaufbau mit einem eingespannten Probekörper dargestellt.

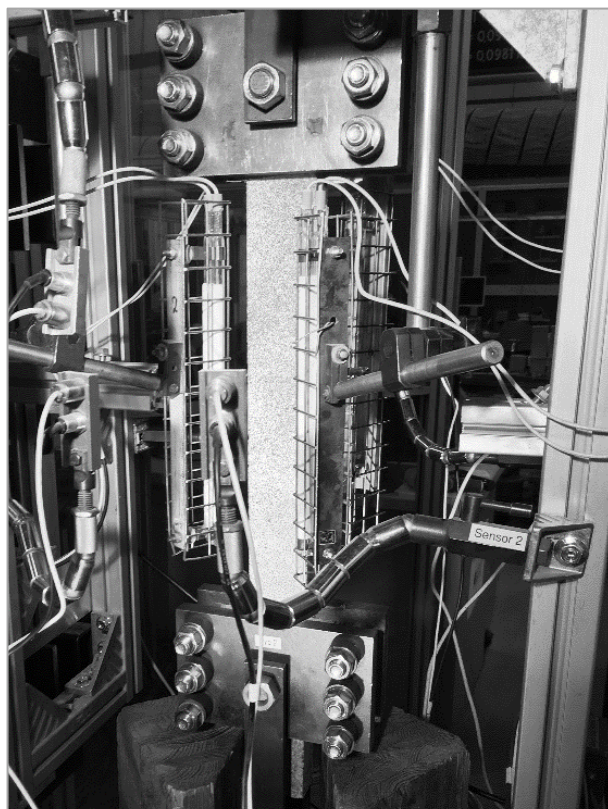


Bild 5 - 56: Eingespannter Probekörper mit Heizstrahler.

Wie in Bild 5 - 56 zu erkennen ist, war eine direkte Messung der Dehnung bei 60 °C nicht möglich, da auf der einen Seite der Vorrichtung nicht genügend Platz zwischen Heizstrahlern und Probekörper war und auf der anderen Seite die hohe Temperatur die Messgeräte beeinflussen oder beschädigen könnte. Wie in Kapitel 5.4.4 geschildert, eignete sich daher die Photogrammetrie am besten zur Erfassung der Dehnungen bzw. der Risse und Rissbreiten. In Tab. 5 - 26 werden die einzelnen Probekörper, die Erstrisslast, die Bruchlast und die Dauer bis zum Versagen des Prüfkörpers dargestellt.

Die Tab. 5 - 27 stellt die gemessenen Dehnungen und die Anzahl der Risse im Messbereich dar. Die Messbereiche SS und BS beschreiben die jeweiligen Seiten (Vorder- und Rückseite) des Probekörpers.

Aus den Dehnungen und der Rissanzahl im Messbereich konnte somit die mittlere Rissbreite ermittelt werden. Die einzelnen Rissbreiten werden in Tab. 5 - 28 dargelegt.

Probekörper	Prüf-temperatur [°C]	Erstrisslast [kN]	Bruchlast [kN]	Garnzug- spannung [N/mm ²]	Versuchsdauer [s]
TOBFOB_01	-22	11,7	43,64	4018,42	768
TOBFOB_02	-22	9,01	44,83	4127,99	794
TOBFOB_03	-22	8,21	45,37	4177,72	791
TOBFOB_04	20	9,35	41,83	3851,75	724
TOBFOB_05	20	8,65	43,46	4001,84	750
TOBFOB_06	20	8,15	37,19	3424,49	660
TOBFOB_07	60	6,83	40,39	3719,15	715
TOBFOB_08	60	6,52	39,81	3665,75	667
TOBFOB_09	60	8,33	40,89	3765,19	679

Tab. 5 - 26: Bruch- und Erstrisslasten der einzelnen Probekörper mit Textil A

Probekörper	Dehnung im Mess- bereich SS [mm]	Dehnung im Mess- bereich BS [mm]	Dehnung [mm/m]	Anzahl der Risse im Messbereich [-]
TOBFOB_01	3,52	3,61	17,85	5
TOBFOB_02	2,60	3,79	15,98	5
TOBFOB_03	3,46	3,72	17,93	6
TOBFOB_04	3,45	3,76	18,03	5
TOBFOB_05	2,99	3,27	15,68	5
TOBFOB_06	3,12	2,90	15,06	5

Tab. 5 - 27: Dehnungen und Anzahl der Risse im Messbereich.

Probekörper	Rissbreite im Dehnungs- bereich SS [mm]	Rissbreite im Dehnungs- bereich BS [mm]	Mittlere Rissbreite [mm]
TOBFOB_01	0,7049	0,7235	0,7142
TOBFOB_02	0,5191	0,7590	0,6390
TOBFOB_03	0,5761	0,6193	0,5977
TOBFOB_04	0,69	0,7523	0,7212
TOBFOB_05	0,5999	0,6543	0,6271
TOBFOB_06	0,6247	0,58	0,6024

Tab. 5 - 28: Mittlere Rissbreiten TOBFOB_01 bis TOBFOB_06.

Zur Bestimmung der Rissbreiten von den Probekörpern TOBFOB_07 bis TOBFOB_09 mussten die photogrammetrisch aufgenommenen Daten einzeln ausgewertet werden. Ein Vorteil der photogrammetrischen Auswertung ist das berührungslose Messen der Dehnung. Wie bei den Probekörpern TOBFOB_01 bis TOBFOB_06 wurde die Dehnung eines 200 mm großen Abschnittes in der Mitte der einzelnen Prüfkörper gemessen. Die gemessenen Dehnungen und die daraus folgende Rissbreite sind in Tab. 5 - 29 dargestellt.

Probekörper	Dehnungen im Messbereich [mm]	Dehnung im Messbereich [mm/m]	Anzahl der Risse im Messbereich [-]	Mittlere Rissbreite [mm]
TOBFOB_07	2,78	13,9	5	0,556
TOBFOB_08	3,06	15,3	5	0,612
TOBFOB_09	2,86	14,3	5	0,572

Tab. 5 - 29: Mittlere Rissbreiten TOBFOB_07 bis TOBFOB_09.

Trotz der zwei verschiedenen Methoden der Rissbreitenbestimmung lagen die Werte der mittleren Rissbreiten in einem ähnlichen Bereich. Zur besseren Auswertung gibt Tab. 5 - 30 einen Überblick über die Bruchlast und die durchschnittlichen Rissbreiten je nach Temperatur.

Temperatur [°C]	Bruchlast [kN]	Durchschnittliche Rissweite [mm]
20	40,83	0,6502
-22	44,61	0,6503
60	40,36	0,5800

Tab. 5 - 30: Übersicht der Bruchlast und Rissbreiten in Abhängigkeit der Temperatur.

Da die Rissweiten der Probekörper TOBFOB_07 bis 09 photogrammetrisch aufgenommen wurden, konnten die Rissweiten für jeden einzelnen Riss ermittelt werden. In der Tabelle Tab. 5 - 31 werden diese dargestellt.

Riss	Rissweite [mm]		
	TOBFOB_07	TOBFOB_08	TOBFOB_09
1	0,4012	0,4654	0,2979
2	0,1827	0,4148	0,3228
3	0,5176	0,5562	0,5886
4	0,3328	0,6053	0,6499
5	0,6406	0,5988	0,3309
6	0,4929	0,6005	0,5819
7	0,7658	0,6960	0,6438
8	0,1416	0,6439	0,6343
9	0,7171	0,2954	0,6500
10	0,4378	0,6067	0,5870
11	0,5142	-	-

Tab. 5 - 31: Einzelrissweiten der Probekörper TOBFOB_07 bis TOBFOB_09.

Aus den gemessenen Einzelrissweiten ergab sich ein Mittelwert von 0,47 mm bei TOBFOB_07, 0,55 mm bei TOBFOB_08 und 0,53 mm bei TOBFOB_09. Um eine Aussage über die Verwertbarkeit der mittleren Rissweiten treffen zu können, muss die Summe der Rissweiten im Dehnmessbereich dem der gemessenen Dehnung ähnlich bzw. gleich sein.

In Tab. 5 - 32 werden die gemessenen und berechneten Dehnungen gegenübergestellt.

Probekörper	[-]	TOBFOB_07	TOBFOB_08	TOBFOB_09
1.Riss im Dehnbereich	[mm]	0,6406	0,5562	0,6499
2.Riss im Dehnbereich	[mm]	0,4929	0,6053	0,3309
3.Riss im Dehnbereich	[mm]	0,7658	0,5988	0,5819
4.Riss im Dehnbereich	[mm]	0,1416	0,6005	0,6438
5.Riss im Dehnbereich	[mm]	0,7171	0,6960	0,6343
Summe Rissbreite:	[mm]	2,758	3,0567	2,8409
Gemessenen Dehnung	[mm]	2,78	3,06	2,86
Differenz:	[mm]	0,022	0,0033	0,0191

Tab. 5 - 32: Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnung im Dehnbereich.

Wie in Tab. 5 - 32 zu erkennen ist, war die Differenz zwischen den berechneten und gemessenen Dehnungen sehr gering. Aufgrund dieser Tatsache können die mittels Dehnbereich ermittelten Rissbreiten als relevant und aussagekräftig angenommen werden. Darauf aufbauend können die Rissbreiten aus Tab. 5 - 29 als maßgebend angesehen werden.

Die Rissbreiten der Probekörper TOBFOB_01 bis TOBFOB_06 welche mittels Dehnmessbereich ermittelt wurden, sind aufgrund der Messgenauigkeit als verwertbar anzusehen.

Das Verformungsverhalten der einzelnen Textilbetonprobekörper ähnelt im Wesentlichen dem von Stahlbeton. Zu Beginn der Belastung (vgl. Bild 3 – 6, Zustand I) wird der Beton gedehnt. Mit dem Erreichen der Zugbruchdehnung des Betons geht der Verbundstoff in den Zustand IIa über. Der Beginn des Zustand IIa kann anhand der Erstrissbildung erkannt werden. Während der Erstrissbildung werden die auftretenden Belastungen von der Bewehrung aufgenommen. Steigt die Belastung weiter, entstehen weitere Risse. Ist die Rissbildung abgeschlossen geht der Probekörper in Zustand IIb über. In diesem Zustand wird nur noch die Bewehrung gedehnt. Bei steigender Belastung wird das Textil bis zum Erreichen der Zugfestigkeit gedehnt. Bei Überschreiten der Zugfestigkeit versagt das Textil abrupt, da die textile Bewehrung keine plastischen Kapazitäten besitzt.

Bei den untersuchten Probekörpern konnte trotz der unterschiedlichen Prüftemperaturen die soeben beschriebenen Zustände festgestellt werden. Ein Auszug der Bewehrung wurde nicht festgestellt bzw. trat nicht auf. Das Abplatzen des Betons trat erst beim Versagen auf. Aus den aufgenommenen Werten können die Spannungs-Dehnungskurven erstellt werden. Je Temperatur konnten drei Probekörper untersucht werden.

Die Abbildungen Bild 5 - 57 bis Bild 5 - 59 stellen die Spannungs-Dehnungskurven der Probekörper dar.

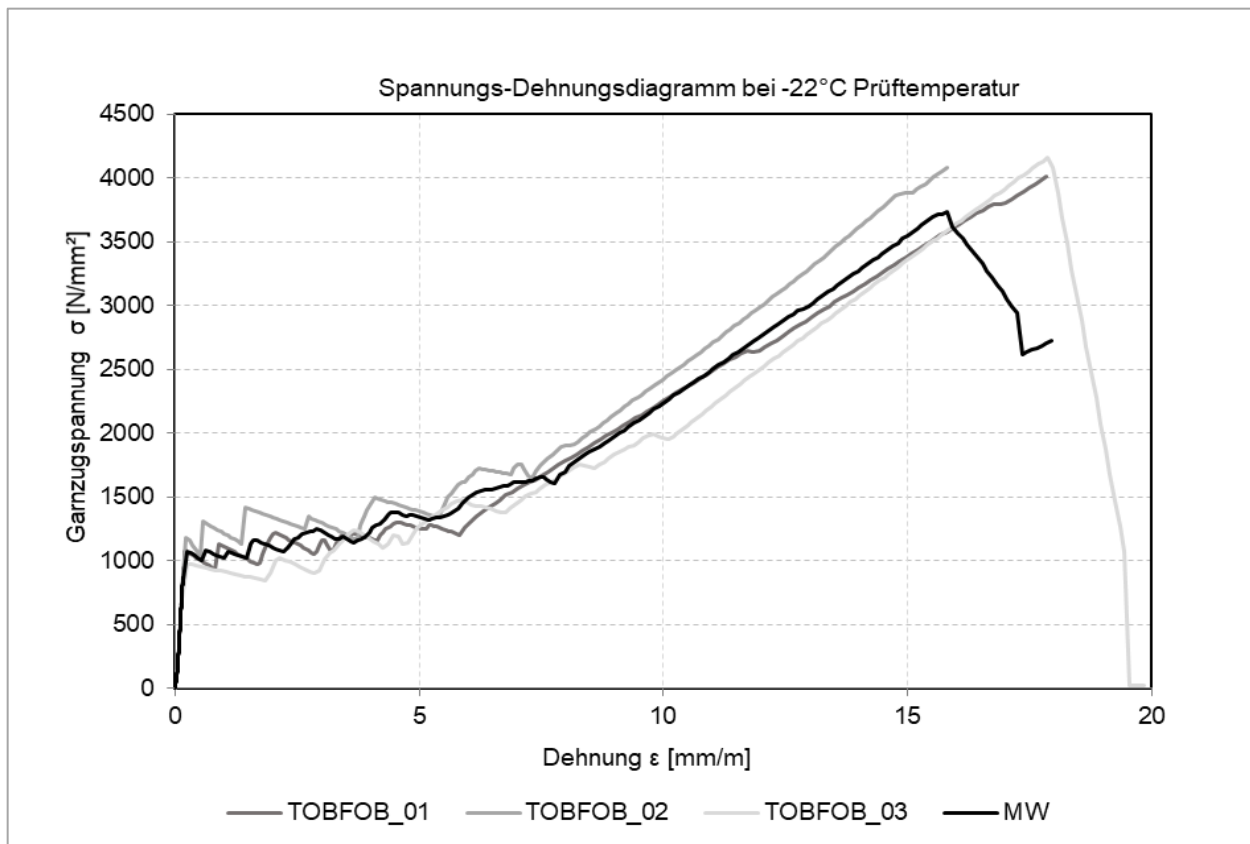


Bild 5 - 57 : Spannungs-Dehnungsdiagramm bei -22°C Prüftemperatur.

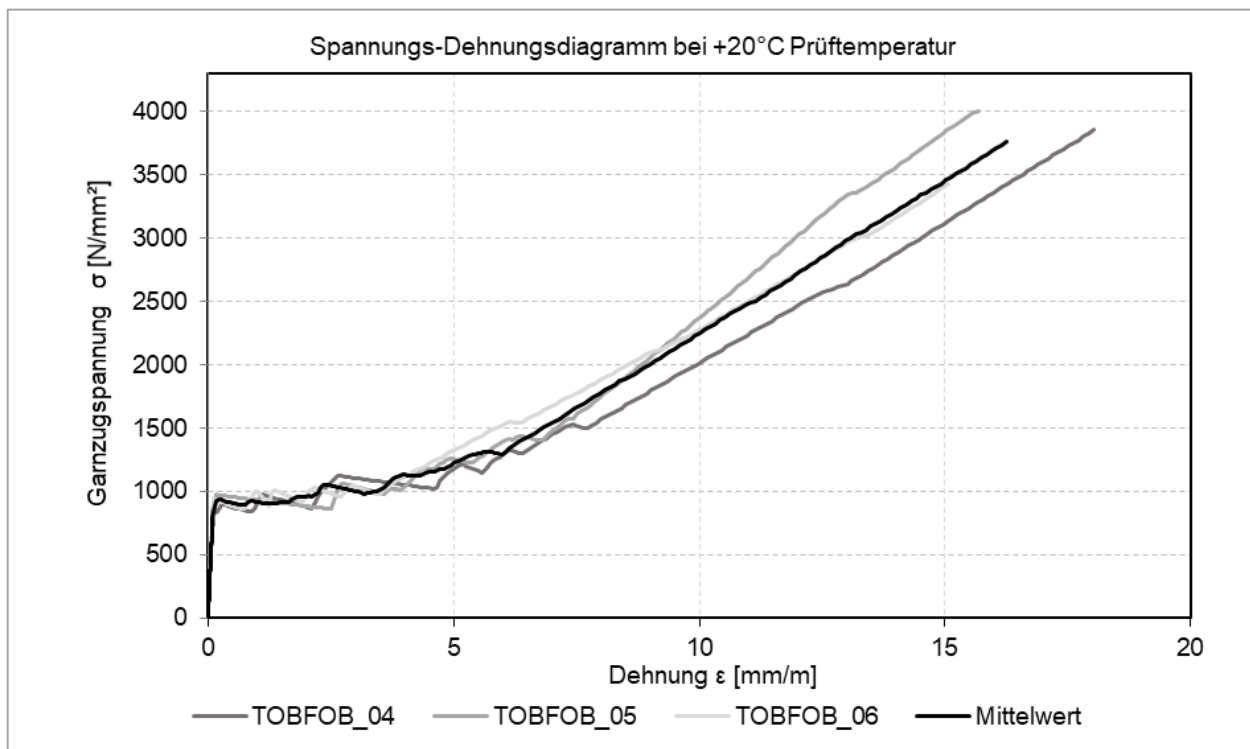


Bild 5 - 58: Spannungs-Dehnungsdiagramm bei +20°C Prüftemperatur.

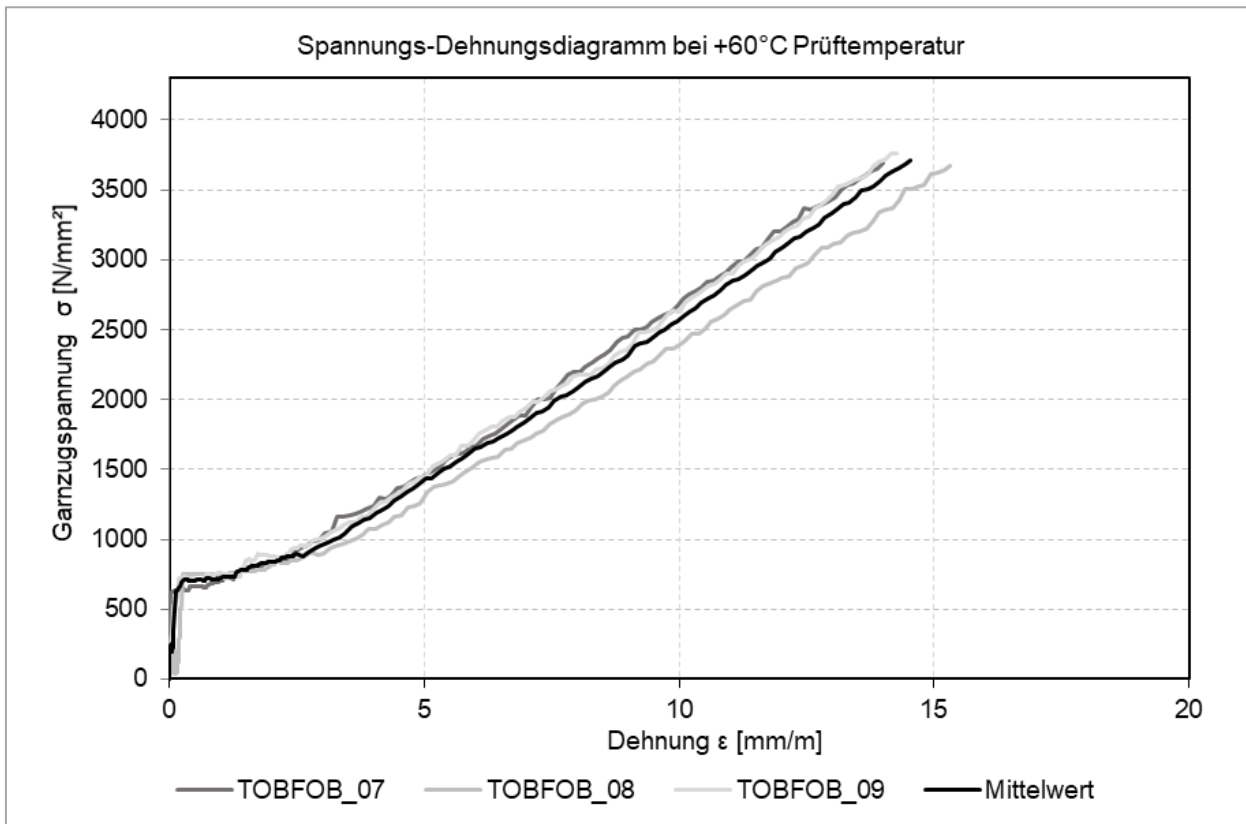


Bild 5 - 59: Spannungs-Dehnungsdiagramm bei +60°C Prüftemperatur.

Zur Beschreibung der einzelnen Rissbilder konnten ebenfalls die mit Photogrammetrie aufgenommenen Daten verwendet werden. Die Abbildung der Rissbilder für die Probekörper TOBFOB_01 bis TOBFOB_06 war aufgrund der Zerstörung der Prüfkörper bei den Dehnversuchen nicht möglich. Für die Testkörper TOBFOB_07 bis TOBFOB_09 wurden die Rissbilder bis zum Versagen des Probekörpers aufgenommen und konnten dadurch abgebildet werden. Um ein möglichst genaues Rissbild zu erhalten, wurde die Aufnahme kurz vor dem Versagen des Prüfkörpers für die weitere Auswertung verwendet. Dazu wurde die Aufnahme in AutoCAD eingespielt und skaliert. Anschließend wurden die Risse nachgezeichnet. Die einzelnen Rissbilder der drei Probekörper sind in Bild 5 - 60 dargestellt.

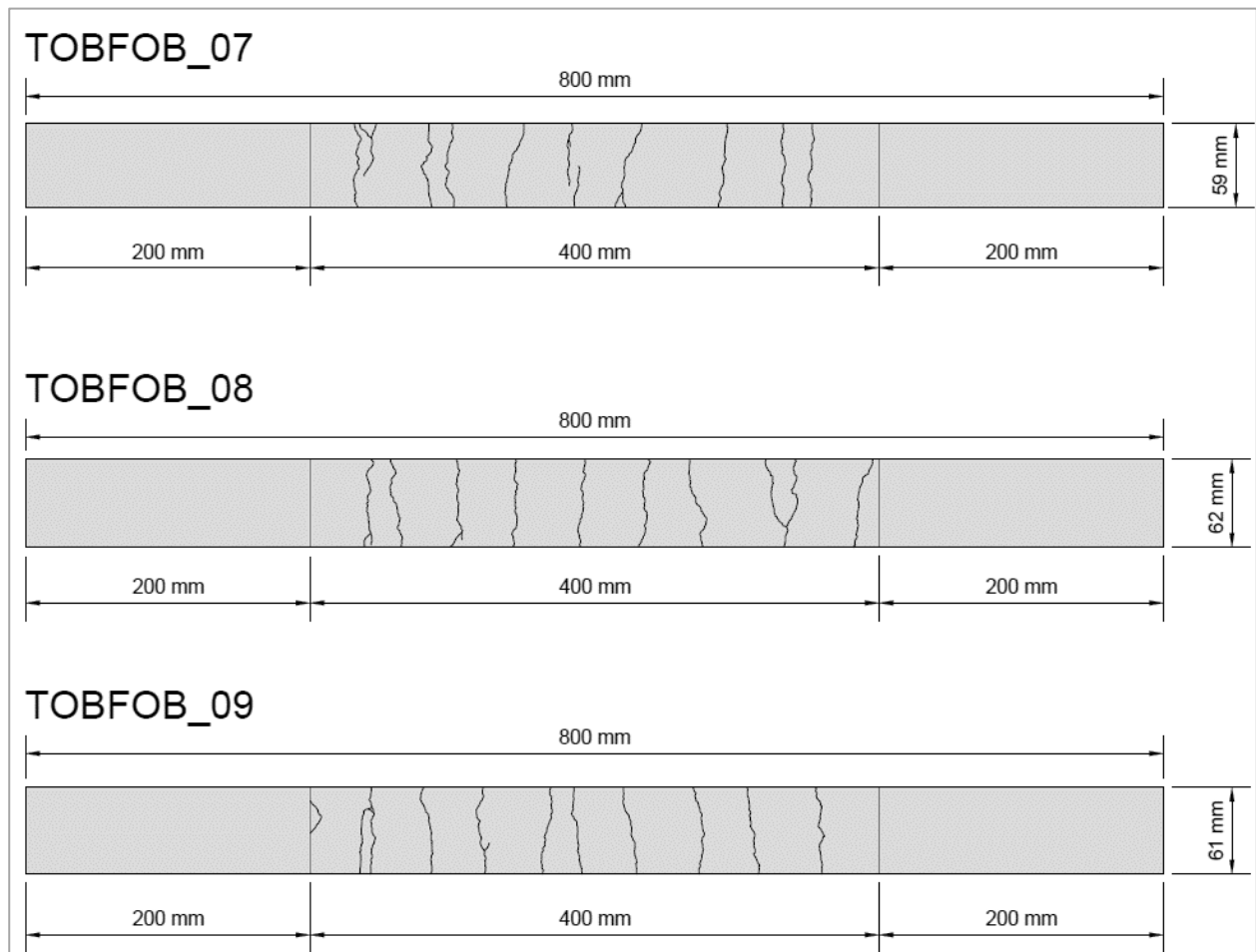


Bild 5 - 60: Rissbilder der Probekörper TOBFOB_07 bis TOBFOB_09.

Die Risse, welche durch die Klemmung entstanden, wurden in Bild 5 - 61 nicht berücksichtigt. Die dargestellten Rissbilder verdeutlichen den bereits erwähnten orthogonalen Verlauf zur Belastungsrichtung. Außerdem ergab sich für jeden Probekörper ein gleichmäßig verteiltes Rissbild.

Eine zweite Methode zu Bestimmung der Rissbreiten ist über die Messung des Maschinenweges der Prüfapparatur. Dabei werden der zurückgelegte Maschinenweg bei Bruch und der Maschinenweg bei Erstriss aufgenommen und durch die gesamte Anzahl an Rissen geteilt. Vorteil dieser Methode ist, dass der Maschinenweg direkt von der Zugapparatur aufgezeichnet wird. Aufgrund dessen müssen keine externen Messgeräte verwendet werden. Der Nachteil dieser Methode ist die eventuelle Ungenauigkeit der Messdaten. So kann zum Beispiel durch Rutschen des Probekörpers aus der Klemmung die Messung verfälscht werden. In der nachfolgenden Tab. 5 - 33 wird die mittlere Rissbreite über die beschriebene Methode verdeutlicht.

Probekörper	Maschinenweg bei Erstriss [mm]	Maschinenweg bei Bruch [mm]	Anzahl der Risse [-]	Mittlere Rissweite [mm]
TOBFOB_01	2,2483	13,1142	12	0,9055
TOBFOB_02	2,9113	13,4462	10	1,1535
TOBFOB_03	1,8091	13,5147	10	1,1706
TOBFOB_04	2,088	12,359	9	1,1412
TOBFOB_05	1,8269	12,7962	8	1,3712
TOBFOB_06	1,913	11,2532	9	1,0358
TOBFOB_07	1,1846	12,2402	11	1,0051
TOBFOB_08	1,385	11,5282	10	1,0143
TOBFOB_09	1,4309	11,6232	10	1,0192

Tab. 5 - 33: Bestimmung der Rissbreite mittels des Maschinenweges.

Somit ergaben sich durchschnittliche Rissbreiten, die Tab. 5 - 34 entnommen werden können.

Temperatur [°C]	Durchschnittliche Rissweite [mm]
20	1,1827
-22	1,0765
60	1,0129

Tab. 5 - 34: Übersicht der Rissbreiten in Abhängigkeit der Temperatur.

Im Vergleich der ermittelten Rissweiten fiel auf, dass die Messwerte nach der zweiten Methode fast doppelt so groß waren wie die Messwerte nach der ersten Methode. Begründet werden kann diese Abweichung mit dem bereits erwähnten Verrutschen der Klemmbanken. Durch das Herausrutschen der Probekörper aus den Klemmbanken vergrößert sich der Maschinenweg bei gleichbleibender Rissweite. Dies konnte nicht beobachtet werden.

Um eventuelle Fehler zu vermeiden wurde der Maschinenweg ebenfalls mittels Photogrammetrie aufgenommen und aus den aufgenommenen Werten die durchschnittliche Rissweite ermittelt. Die Anwendung der Photogrammetrie war wie bereits erwähnt nur bei Probekörper möglich, welche bei 60°C untersucht wurden. Die ermittelten Rissweiten sind in Tab. 5 - 35 dargestellt.

Diese Möglichkeit der Rissbreitenbestimmung wird im Folgenden, aufgrund der ungenaueren Messungen im Vergleich zur direkten Dehnungsmessung und der Photogrammetrie, nicht weiter betrachtet. Die dargelegten Messwerte dienen lediglich der Vollständigkeit.

Probekörper	Maschinenweg bei Erstriss [mm]	Maschinenweg bei Bruch [mm]	Anzahl der Risse [-]	Mittlere Rissweite [mm]
TOBFOB_07	1,18	12,25	11	1,0064
TOBFOB_08	1,40	11,39	10	0,9996
TOBFOB_09	1,45	11,63	10	1,0186

Tab. 5 - 35: Bestimmung der durchschnittlichen Rissbreite mittels Photogrammetrie.

5.4.7 Abmessung der zyklischen Prüfkörper

Die folgende Abbildung Bild 5 - 61 stellt den Schalplan für die zyklischen Dehnkörper dar.

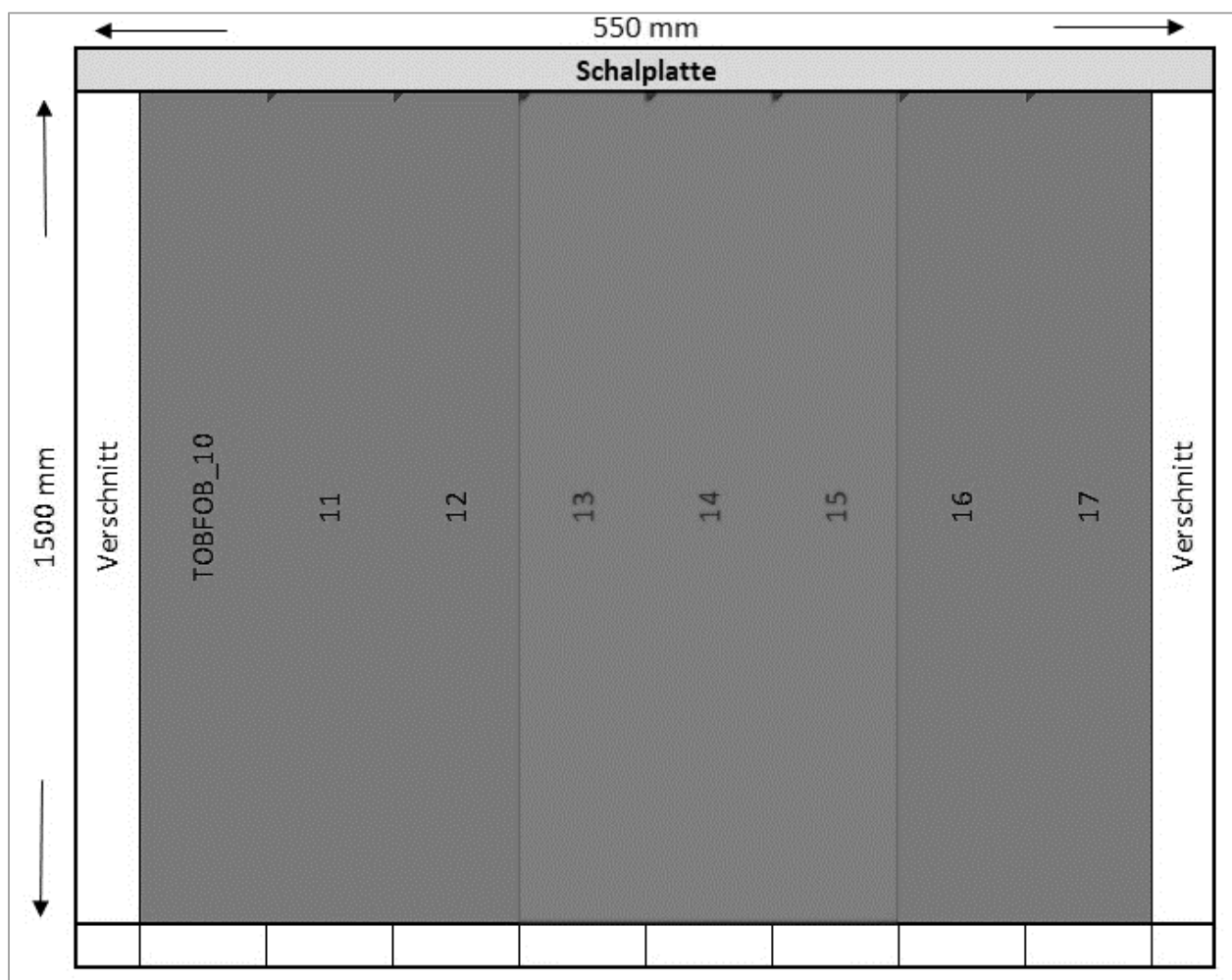


Bild 5 - 61: Schalungsplan für zyklische Prüfkörper.

Die Prüfkörper TOBFOB_10 bis TOBFOB_12 wurden bei 20 °C und die Dehnkörper TOBFOB_13 bis TOBFOB_15 bei 60 °C untersucht. Um den Einfluss der Länge auf die Ergebnisse zu ermitteln, wurden zwei von den insgesamt acht Prüfkörpern (TOBFOB_16 und TOBFOB_17) statischen Zugversuchen unterzogen.

Die größere Länge der zyklischen Prüfkörper von 1500 mm war aufgrund des verwendeten Klimaschranks notwendig. In diesem wurden die zyklischen Dehnversuche unter Temperatureinwirkungen von 60 °C durchgeführt.

5.4.8 Zyklische Dehnzugversuche

Die zyklischen Versuche wurden nach einer Lagerungszeit der Prüfkörper von mindestens 56 Tagen durchgeführt. Als Prüfapparatur wurde eine servohydraulische Prüfmaschine verwendet, welche die Probekörper bis zu einer Last von 100 kN auf Zug belasten konnte. Wie bei den statischen Versuchen wurden die Prüfkörper für die zyklischen Belastungen mit verschiedenen Temperaturen kombiniert. Bei den 60 °C - Tests wurden die Prüfkörper einzeln durch einen Heiz-/Kühlschrank geführt und in der jeweiligen Prüfapparatur befestigt. Die Öffnungen des Heiz-/Kühlgerätes beschränkten aufgrund ihrer Größe die Prüfkörperabmessungen. Auf Grund der beschränkten Kühlleistung über einen längeren Zeitraum, konnte die Prüfung der Dehnkörper bei -22°C nicht mit dem gleichen Aufbau erfolgen.

Die vorgesehene Prüffrequenz war im Versuchsantrag mit 5 Hz angegeben, wurde hier jedoch auf 8 – 12 Hz angehoben. Dadurch konnte die Versuchszeit reduziert werden. Einen Einfluss der Frequenzerhöhung auf die Ergebnisse ist aufgrund der geringen Steigerung nicht zu erwarten. Vorgesehen war ein Belastungsregime von einer Million Zyklen. Dies entsprach einer Versuchsdauer von rund 23 Stunden pro Probekörper.

5.4.9 Messwertaufnahme der zyklischen Dehnversuche

Zur Erfassung der Dehnung bei den zyklisch zu testenden Dehnkörpern konnte ebenfalls nur teilweise die photogrammetrische Messwertaufnahme verwendet werden. Insbesondere die Dehnkörper bei 60°C machten diese Art der Dehnungsmessung unmöglich. Dies lag insbesondere daran, dass das Heizsystem zur Sicherstellung der Temperaturen komplett geschlossen ist. Dadurch konnte keine photogrammetrische Datenerfassung durchgeführt werden. Für die Erfassung der Dehnung bei 20°C konnte die Photogrammetrie jedoch verwendet werden. Zur Messung der Dehnung wurden Tauchanker auf den Probekörpern bzw. den Klemmbacken (vgl. Bild 5 - 62) beidseitig befestigt.

Wie in Bild 5 - 62 zu erkennen ist, waren die Tauchanker direkt auf den Probekörper aufgeklebt. Bei dem ersten Versuch wurden die Tauchanker auf die Klemmbacken direkt befestigt. Dies hatte allerdings den Nachteil, dass es bei den zyklischen Belastungen zu starken Schwingungen des Messdrahtes kam. Durch das Aufkleben einer Führungsschiene in der Mitte und das Befestigen der Tauchanker direkt auf dem Probekörper konnten die Schwingungen der Messdrähte minimiert werden. Ein gänzlich Verhindern der Schwingungen ließ sich aber während der zyklischen Dehnzugversuche nicht verhindern. Der Nachteil der Tauchanker war, dass die Messspanne maximal 10 mm betrug. Sollte die auftretende Dehnung diese 10 mm übersteigen, könnte sie nicht erfasst werden. Bei dem ersten Versuch mit den langen Dehnkörpern wurde außerdem die Dehnung mittels Photogrammetrie gemessen. Da bei dieser Messmethode innerhalb kurzer Messzeit eine große Datenmenge erzeugt wird, wurden bei den weiteren Versuchen auf Grund der mehrtägigen Versuchsdauer darauf verzichtet. Für die gesamte Versuchsreihe der zyklischen Versuche wurden Tauchanker zur Dehnungsmessung verwendet. Für die Messung der Dehnung im Heizschrank bei 60 °C konnten die Tauchanker ebenfalls eingesetzt werden. Aufgrund dessen, konnte eine bessere Vergleichbarkeit der gemessenen Werte sichergestellt werden. Hierbei musste allerdings, aufgrund der Wärmeentwicklung, eine Dehnung der Messdrähte berücksichtigt werden.



Bild 5 - 62: Aufgeklebte Tauchanker auf zyklischen Dehnkörper

5.4.10 Durchführung der zyklischen Dehnzugversuche

Aufgrund der Corona Pandemie, konnten nicht alle Prüfkörper innerhalb eines kurzen Zeitraumes untersucht werden. Insbesondere die Probekörper TOBFOB_14 und 15 konnten erst im Juli 2020 geprüft werden. Das genaue Prüfdatum kann der Tab. 5 -36 entnommen werden.

Zur Charakterisierung des zyklischen Zugverhaltens wurden insgesamt 8 Prüfkörper untersucht, davon einer aus Grund der veränderten Probengeometrie, zwei weitere Probekörper statisch, zwei zyklisch bei Raumtemperatur und drei zyklisch bei 60°C. Eine Übersicht über die verschiedenen Versuche liefert die Tab. 5 - 36.

Im Gegensatz zur Versuchsplanung wurden drei Versuchskörper statisch untersucht, um eine bessere Vergleichbarkeit mit den bereits statisch durchgeführten Versuchen zu ermöglichen.

Die Versuchsapparatur war eine servohydraulische Prüfmaschine mit einer maximalen Belastung von 100 kN, die auch zyklische Belastungen erlaubt. Der Ablauf der Versuche an den statischen langen Probekörpern war ähnlich dem der statisch kurzen Probekörper. Wie in Kapitel 5.4.9 beschrieben, waren Tauchanker auf den Probekörpern befestigt (vgl. Bild 5 - 62). Um die begrenzte Dehnung der Tauchanker auszugleichen, wurden die statischen Probekörper bis zu einer Dehnung von 10 mm belastet. Bei dem Erreichen der maximalen Dehnungsmessung wurde die Belastung angehalten, die Tauchanker neu kalibriert und danach der Versuch fortgesetzt. Das einmalige Nachsetzen der Tauchanker pro Versuchskörper war ausreichend. Nach dem Kalibrieren der Tauchanker wurden die statischen Versuchskörper bis zum Versagen belastet.

Probekörper	Belastung	Datum	Prüf-temperatur [°C]	Belastungszyklen
TOBFOB_10	zyklisch	12.02.2020	23,4	1 Million
TOBFOB_11	zyklisch	14.02.2020	24,0	2 Millionen
TOBFOB_12	statisch	06.07.2020	24,5	-
TOBFOB_13	zyklisch	25.06.2020	60,0	2 Millionen
TOBFOB_14	zyklisch	29.06.2020	60,0	1 Million
TOBFOB_15	zyklisch	02.07.2020	60,0	2 Millionen
TOBFOB_16	statisch	10.02.2020	22,6	-
TOBFOB_17	statisch	10.02.2020	22,8	-

Tab. 5 - 36: Übersicht zu den zyklischen/statischen Versuchen der langen Dehnkörper.

Die Versuche zu den zyklischen Dehnzugversuchen liefen ähnlich zu den statisch langen Probekörper ab. Die Probekörper wurden einzeln bis zu einer Dehnung von 10 mm belastet. Dieser Wert wurde ausgewählt, da dies die maximale Messweite der Tauchanker darstellte und gleichzeitig die Rissbildung bei der dementsprechenden Belastung im Probekörper abgeschlossen war. Das heißt, dass nur noch die eingelegte Carbonbewehrung die Zugkräfte aufnahm. Nachdem die Rissbildung abgeschlossen war, wurde die zyklische Dehnzugbelastung gestartet. Dabei lag die untere Belastungsgrenze bei 4 kN und die obere Belastungsgrenze bei 16 kN. Die Belastungsamplitude wurde auf 6 Hz festgelegt. Insgesamt konnten so Versuche mit ein bis zwei Millionen Zyklen durchgeführt werden. Nach dem Erreichen der vorher eingestellten Lastzyklen wurden die einzelnen Probekörper bis zum Versagen belastet. Die Versuche unter der Prüftemperatur von 60 °C liefen nach dem gleichen Muster ab. Einziger Unterschied war, dass die Probekörper während der Erstbelastung und während der Lastzyklen in einer Heizkammer konstant auf 60 °C Prüftemperatur gehalten wurden (vgl. Bild 5 - 63). Zur Prüfung der Restfestigkeit, wurde die Heizkammer entfernt, um eventuelle Schäden an dieser zu vermeiden. Eine Übersicht über die zyklischen Probekörper mit den jeweiligen Belastungszyklen zeigt die Tab. 5 - 36.



Bild 5 - 63: Links - Probekörper im Heizschrank, rechts - Probekörper mit Tauchankern auf der Klemmung.

5.4.11 Auswertung der statischen langen Dehnzugversuche

Hauptaugenmerk der statischen langen Dehnkörperversuche lag wie bei den statischen kurzen Versuchen auf der Rissbildung und der Rissbreitenermittlung. Weiterhin sollte überprüft werden, ob die Probekörperlänge einen Einfluss auf die erwähnten Parameter besitzt. Alle drei durchgeführten Versuche waren verwertbar. Bei jedem der drei Versuchskörper traten die Risse orthogonal zur Belastungsrichtung auf. Insgesamt traten zwischen 23 und 25 Risse auf. Während der Versuche traten keine Schubrisse auf. Erst beim Versagen der einzelnen Prüfkörper konnten Schubrisse entlang der Bewehrung registriert werden. Die Belastung bei der Erstrissbildung lag zwischen 3,5 und 6,8 kN. In der Tab. 5 - 37 werden die einzeln gemessenen Daten aufgezeigt.

Probekörper	Belastung bei Erstriss [kN]	Bruchlast [kN]	Garnzugspannung [N/mm ²]	Anzahl der Risse im Messbereich
TOBFOB_12	5,3	45,01	4144,57	25
TOBFOB_16	3,8	39,03	3593,92	23
TOBFOB_17	6,8	39,46	3633,52	21

Tab. 5 - 37: Übersicht zu den zyklischen/statischen Versuchen der langen Dehnkörper

Zusätzlich zu diesen Daten wurden der Maschinenweg und die Längenänderung auf Vorder- und Rückseite des Probekörpers gemessen. Die Tab. 5 - 38 stellt die gemessenen Dehnungen und den Maschinenweg dar. Bei dem Probekörper TOBFOB_16 konnte die Dehnung nicht vollständig aufgenommen werden.

Grund dafür war die oben bereits erwähnte maximale Messlänge der Tauchanker. Der laufende Versuch konnte nach dem Erreichen der maximalen Messlänge nicht unterbrochen werden. Der Maschinenweg für diesen Versuchskörper konnte dennoch aufgezeichnet werden. Die Rissbildung für diesen Probekörper konnte allerdings anhand der Kraft-Dehnungskurven als abgeschlossen angesehen werden.

Probekörper	Dehnung IWA Vorderseite [mm]	Dehnung IWA Rückseite [mm]	Dehnung IWA [mm/m]	Maschinenweg [mm]
TOBFOB_12	16,69	16,60	15,85	20,18
TOBFOB_16	-	-	-	19,68
TOBFOB_17	16,30	17,80	16,24	18,81

Tab. 5 - 38: Gemessene Dehnungen und Maschinenweg der statisch langen Dehnkörper.

Aus den Dehnungen und der Rissanzahl im Messbereich konnte somit die mittlere Rissbreite ermittelt werden. Die einzelnen Rissbreiten werden in Tab. 5 - 39 dargelegt.

Probekörper	Rissbreite IWA Nord [mm]	Rissbreite IWA Süd [mm]	Rissbreite Maschinenweg [mm]
TOBFOB_12	0,668	0,664	0,807
TOBFOB_16	-	-	0,856
TOBFOB_17	0,777	0,848	0,896

Tab. 5 - 39: Rissbreiten der statisch langen Dehnkörper.

Es ergab sich eine mittlere Rissbreite von den Wegaufnehmern gemessenen Dehnungen von 0,666 mm für den Probekörper TOBFOB_12 und 0,812 mm für den Versuchskörper TOBFOB_17. Da die Dehnung des Probekörpers TOBFOB_16 zusätzlich mit Photogrammetrie gemessen wurde, konnte hier weiterhin eine Dehnung von 16,63 mm gemessen werden. Dies würde einer mittleren Rissbreite von 0,723 mm entsprechen. In der folgenden Tab. 5 - 40 werden die Rissbreiten aller statisch untersuchten Probekörper dargestellt.

Probekörper	Mittlere Rissbreite (Wegaufnehmer) [mm]	Mittlere Rissbreite (Maschinenweg) [mm]	Abmessungen LxBxH [mm]	Alter bei Prüfung [-]	Prüftemperatur [°C]
TOBFOB_01	0,714	0,906	800x600x350	28 Tage	-22
TOBFOB_02	0,639	1,154	800x620x360	28 Tage	-22
TOBFOB_03	0,598	1,171	800x600x350	28 Tage	-22
TOBFOB_04	0,721	1,141	800x620x370	28 Tage	20
TOBFOB_05	0,627	1,371	800x620x370	28 Tage	20
TOBFOB_06	0,602	1,036	800x600x390	28 Tage	20
TOBFOB_07	0,556	1,005	800x590x380	28 Tage	60
TOBFOB_08	0,612	1,014	800x620x370	28 Tage	60
TOBFOB_09	0,572	1,019	800x610x390	28 Tage	60
TOBFOB_12	0,666	0,807	1500x590*390	206 Tage	24,5
TOBFOB_16	0,723	0,856	1500x610*380	210 Tage	22,6
TOBFOB_17	0,812	0,896	1500x600*370	210 Tage	22,8

Tab. 5 - 40: Übersicht der mittleren Rissbreiten (statisch).

Wie aus Tab. 5 - 40 ablesbar ist, lag die Rissbreite, welche von den Wegaufnehmern gemessen wurde, zwischen 0,556 und 0,812 mm. Dies bedeutet eine Schwankung von 0,256 mm. Die mittleren Rissbreiten lagen alle in ihren Abmessungen nah beieinander. Aufgrund dessen kann davon ausgegangen werden, dass die Länge der Probekörper keinen signifikanten Einfluss auf die Rissbreite hatte. Bei den kurzen statischen Dehnkörper traten bei einem Messbereich von 20 cm 5-6 Risse auf. Der Messbereich für die statisch langen Dehnkörper betrug 105 cm. Aufgrund der fünffachen Länge sollte so schlussfolgernd auch die fünffache Anzahl an Rissen auftreten. Die Anzahl der Risse für die statisch langen Dehnkörper betrug 21 und 25 (vgl. Tab. 5 - 37). Dies entspricht dem Vier- bis Fünffachen der Rissanzahl der kurzen Dehnkörper.

Die mittlere Rissbreite, welche vom Maschinenweg ausgehend ermittelt wurde, war bei den statisch kurzen Dehnkörper höher als bei den statisch langen Dehnkörper. Dies kann zum einem durch die Klemmung bzw. die Versuchsanordnung erklärt werden. Da die Abweichung zu dem mit den Wegaufnehmern gemessene Dehnung bei jedem Probekörper konstant blieb, kann vom Einfluss des Versuchsaufbaus ausgegangen werden. Die Abbildungen Bild 5 - 64 und Bild 5 - 65 und stellen das Kraft-Zeit und das Spannung-Dehnungs-Diagramm dar. Wie in Bild 5 - 65 zu erkennen ist, verlaufen alle drei Linien ähnlich nah beieinander. Für die Probekörper TOBFOB_16 und TOBFOB_17 betrug die Bruchlast rund 40 kN. Bei dem Probekörper TOBFOB_12 lag die Bruchlast bei rund 45 kN. Diese Differenz lässt sich durch das Prüfdatum begründen. Während TOBFOB 16 und 17 im Februar 2020 geprüft wurden, konnte TOBFOB_12 erst im Juli 2020 untersucht werden. Die längere Lagerzeit kann einen Einfluss auf die zu untersuchenden Eigenschaften und insbesondere die Zugfestigkeit haben. Das Diagramm in Bild 5 - 65 unterstützt zusätzlich diese Vermutung. Trotz einer unterschiedlichen Bruchlast, besaßen alle drei Verläufe einen ähnlichen Anstieg. Außerdem war die Rissbildung bei allen drei Probekörpern gleich. Im Vergleich mit den Kurvenverläufen der statisch kurzen Dehnkörper (vgl. Bild 5 - 57 bis Bild 5 - 59) war die Rissbildung ähnlich bzw. war die Rissbildung ab einer bestimmten Dehnung abgeschlossen. Die Spannung-Dehnungs-Kurven von allen statisch untersuchten Probekörpern verliefen ähnlich und die Probekörper versagten bei einer ähnlichen Bruchlast. Abschließend kann festgestellt werden, dass sowohl die Temperatur als auch die Probekörperlänge keinen wesentlichen Einfluss bei statisch untersuchten Versuchskörpern auf die Risseigenschaften ausübten. Der plötzliche Abfall der Kurven in den Diagrammen Bild 5 - 64 und Bild 5 - 65 entstand durch das Versagen der Probekörper.

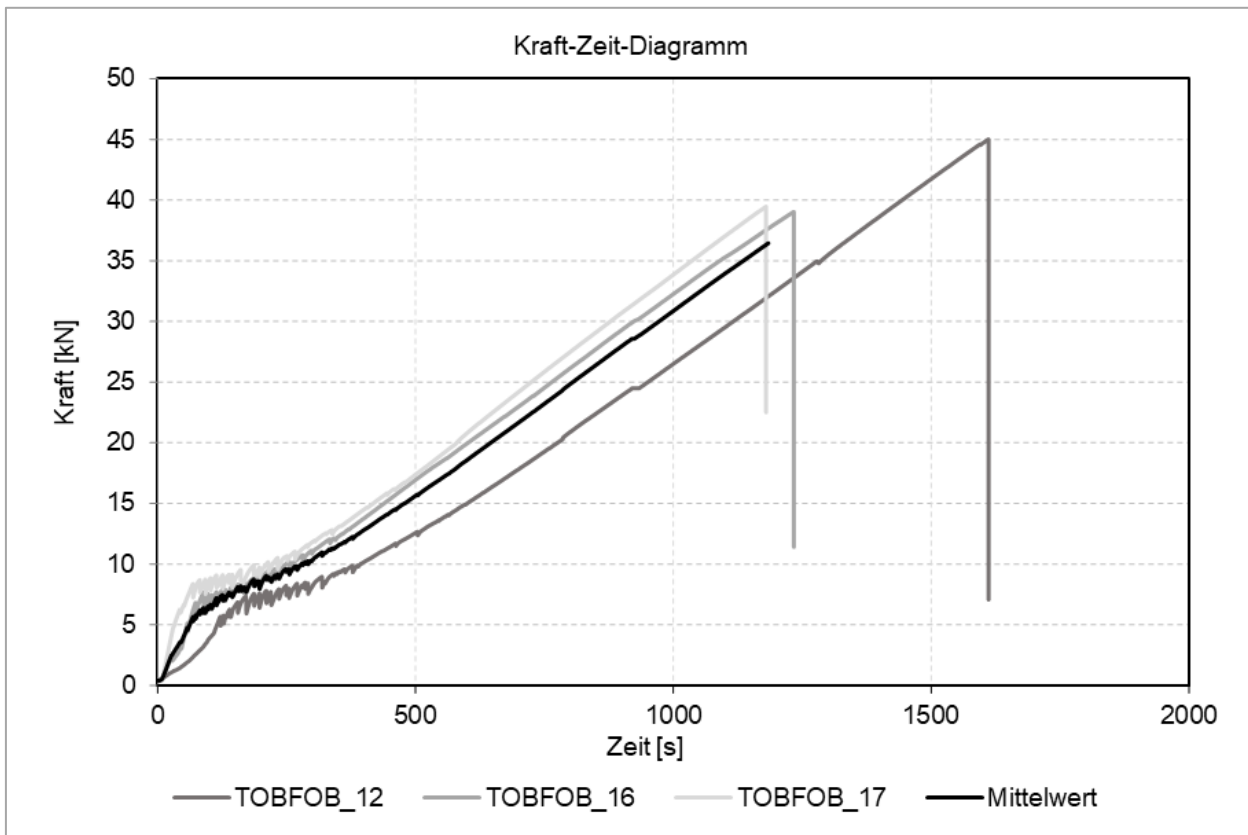


Bild 5 - 64: Kraft-Zeit-Diagramm der statisch langen Dehnkörper.

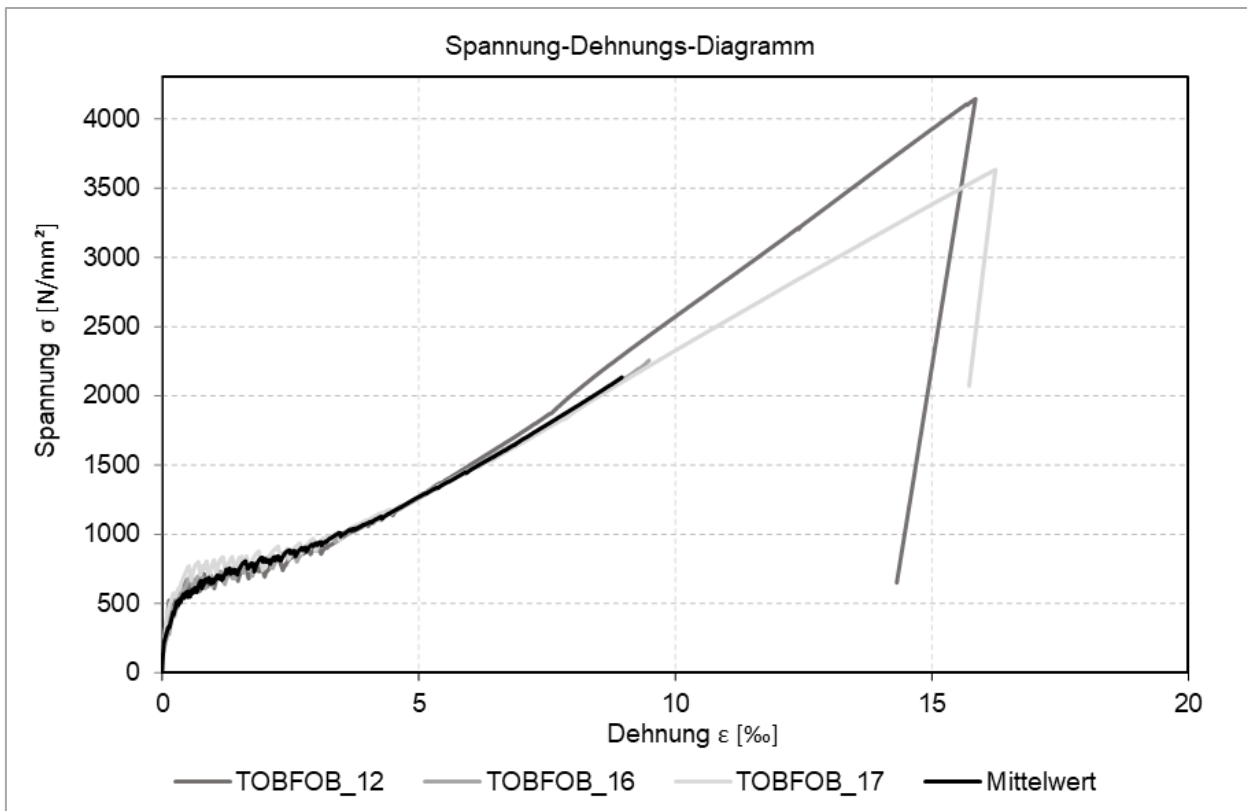


Bild 5 - 65: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der statisch langen Dehnkörper.

5.4.12 Auswertung der zyklischen Dehnzugversuche

Wie bereits in Kapitel 5.4.10 erwähnt, bestanden die zyklischen Dehnzugversuche aus 3 Teilen.

- Belastung der Probekörper bis zum Erreichen eines abgeschlossenen Rissbilds,
- Zyklische Belastung der Probekörper,
- Belastung der Versuchskörper bis zum Versagen.

In Bild 5 - 66 werden die Spannung-Dehnungs-Kurven der Belastung bis zur abgeschlossenen Rissbildung dargestellt. Alle Kurven verlaufen gleichmäßig. Allein die Spannung-Dehnungs-Kurve für den Probekörper TOBFOB_14 weicht ab. Bei der Erstbelastung des Probekörpers konnte die Datenaufnahme nicht korrekt durchgeführt werden. Dadurch kam es zur Abweichung der einzelnen Werte. Alle Probekörper wurden bis zu einer Dehnung von 10 mm belastet. Wie die Kurven verdeutlichen, war die Rissbildung bis zu dieser Dehnung vollständig abgeschlossen. Die einzelnen Kurven unterscheiden sich weiterhin nicht wesentlich zu den statisch langen Dehnkörper. In der folgenden Tab. 5 - 41 werden die einzelnen Probekörper mit der Belastung und der Rissanzahl aufgelistet, die beim Erreichen der 10 mm Dehnung vorlagen.

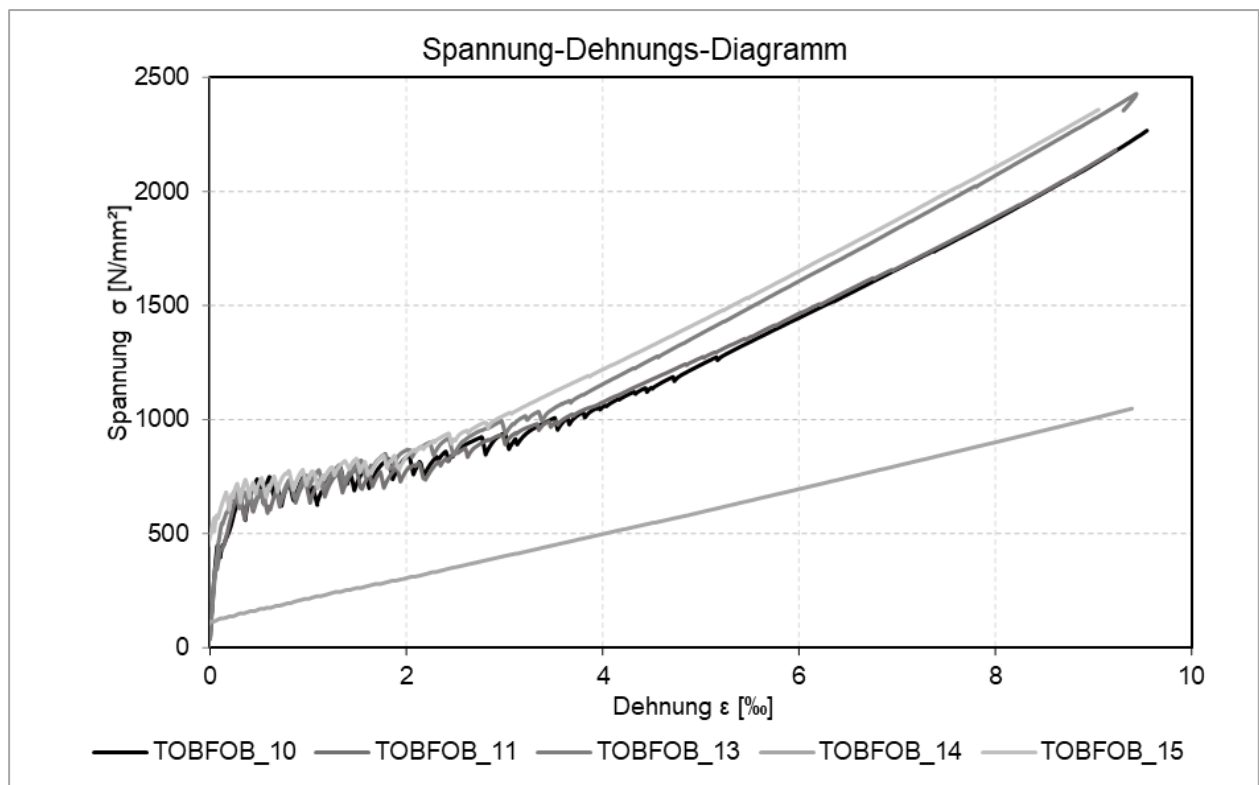


Bild 5 - 66: Spannung-Dehnungs-Diagramm der zyklischen Dehnkörper.

Probekörper	Rissanzahl [-]	Erreichte Last [kN]
TOBFOB_10	23	24,62
TOBFOB_11	26	23,7
TOBFOB_13	23	25,7
TOBFOB_14	26	26,85
TOBFOB_15	24	25,61

Tab. 5 - 41: Übersicht über Rissanzahl und Erreichte Last der zyklischen Dehnkörper

Der zweite Teil der zyklischen Dehnzugversuche war die zyklische Belastung der gerissenen Probekörper. Während dieser Phase sollte insbesondere die Dehnungs- und die Steifigkeitsentwicklung beobachtet werden. Außerdem soll durch die zyklische Belastung zusätzlich ein Ermüdungsverhalten der Carbonbewehrung untersucht werden. Diese Ermüdung wurde anschließend bei der Bestimmung der Restfestigkeit ermittelt. Die Darstellung von Spannungs-Dehnungs-Linien der einzelnen Probekörper ist für die weitere Auswertung wenig aussagekräftig. Dies lässt sich insbesondere dadurch begründen, dass durch die hohe Anzahl an Lastzyklen eine unübersichtliche Kurve entsteht. Um dennoch eine Aussage über die Dehnungsentwicklung treffen zu können, wurden in der folgenden Abbildung Bild 5 – 67 beispielhaft die minimalen und maximalen Dehnungen der Tauchanker über die Dauer der zyklischen Belastung dargestellt.

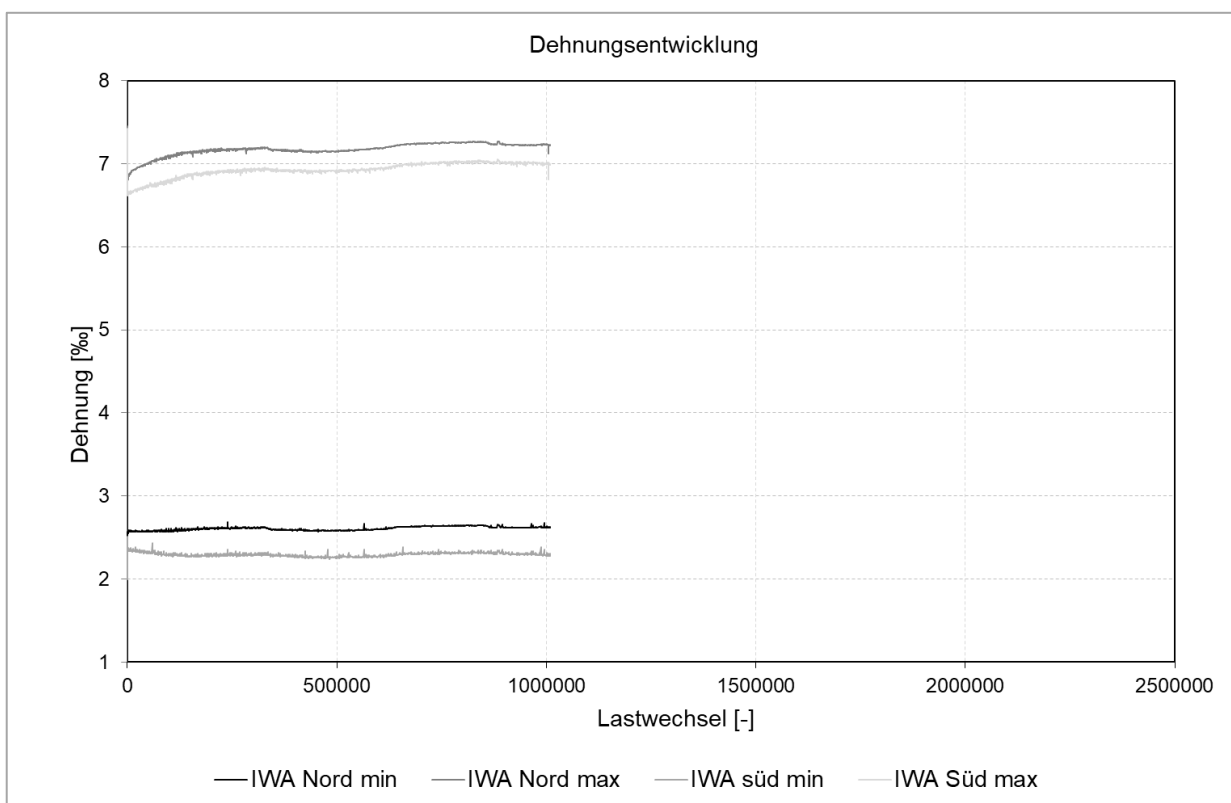


Bild 5 - 67: Dehnungsentwicklung des Probekörpers TOBFOB_10

Anhand der abgebildeten Kurven ist erkennbar, dass die Dehnungsentwicklung der Probekörper keinen dreiteiligen Verlauf aufweist, wie er beispielsweise vom Beton bekannt ist (vgl. KLAUSEN 1978). Die Verläufe in dem Diagramm lassen nur zwei Phasen erkennen. Zu Beginn nehmen die Dehnungen überproportional zu. Mit steigender Lastwechselzahl flacht die Kurve zu einem linearen Verlauf ab. Dieser Verlauf lässt die Aussage zu, dass die Dehnung des Probekörpers und folglich auch der Bewehrung mit steigender Zyklenzahl nicht weiter zunahm. Das heißt, die Risse die in der Rissbildungsphase entstanden sind nicht größer wurden. Diese These wird durch Bild 5 - 68 unterstützt. Der Probekörper TOBFOB_15 wurde mit zwei Millionen Lastzyklen beaufschlagt. Trotz der doppelten Lastzyklen ist der Verlauf sehr ähnlich im Vergleich zu einer Million Lastzyklen.

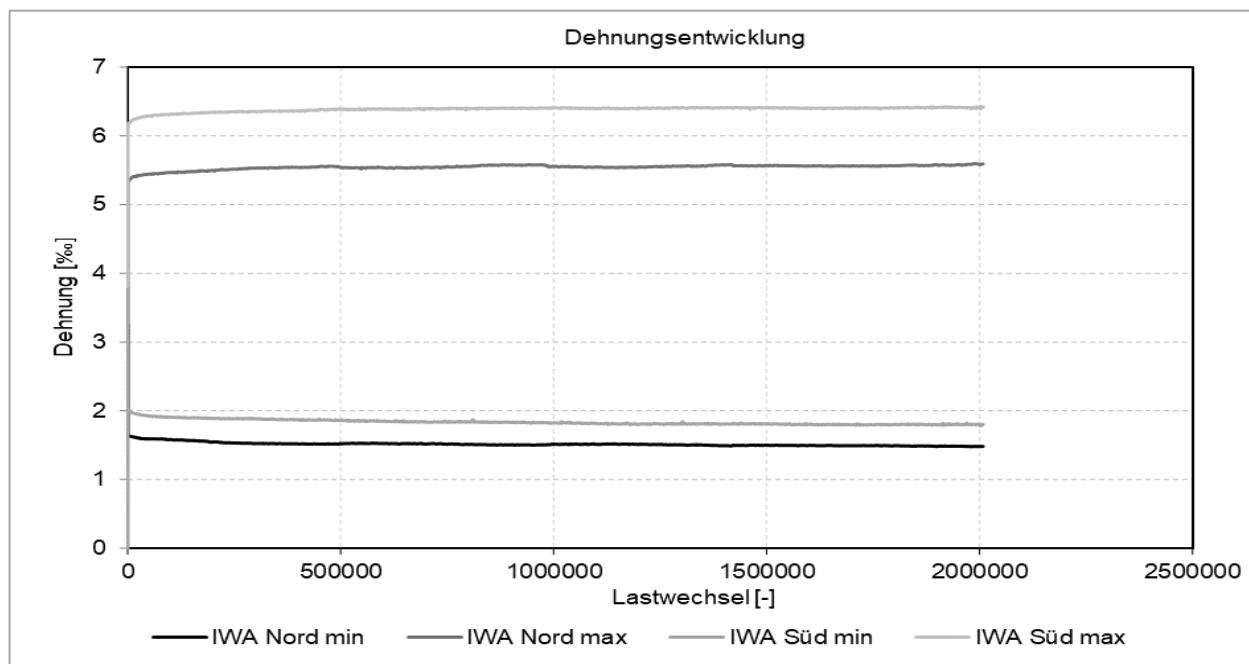


Bild 5 - 68: Dehnungsentwicklung des Probekörpers TOBFOB_15

Um eine Aussage über die Steifigkeitsentwicklung treffen zu können, musste aus den aufgenommenen Werten das Sekantenmodul bestimmt werden (vgl. HOLMEN 1979). Um das Sekantenmodul zu ermitteln, wird der Anstieg der Sekante zwischen dem Maximum und dem Minimum des Entlastungsastes jeder Hysterese berechnet.

$$E_s = \frac{\sigma_{max} - \sigma_{min}}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_{min}} \quad \text{Gl. 5-14}$$

Mithilfe dieser Formel bildete sich für die untersuchten Probekörper der in Bild 5 - 69 dargestellte exemplarische Verlauf heraus. Wie in Bild 5 - 69 erkennbar, entwickelte sich der Sekantenmodul konträr zu den Dehnungen. Insbesondere in der Anfangsphase der zyklischen Belastungen war die Abnahme sehr groß. Weiterhin ist kein dreiphasiger Verlauf erkennbar. In der ersten Phase sank das Steifigkeitsmodul überproportional ab. In der zweiten Phase näherte sich das Sekantenmodul einem linearen Verlauf an. Dieser Verlauf zeigte sich sowohl für eine als auch zwei Millionen Zyklen. Die einzelnen, außerhalb des Verlaufs liegenden, Werte können mit der Messwertaufnahme begründet werden. Während den Versuchen konnte ein Schwingen der einzelnen Tauchankerdrähte erkannt werden. Diese Schwingung der Messdrähte führte dazu, dass abweichende Werte gemessen wurden. Der Verlauf des Sekantenmoduls war dennoch sehr gut erkennbar. Aus dem Verlauf des Sekantenmoduls kann abgeleitet werden, dass die Steifigkeit der Probekörper zu Beginn der zyklischen Belastung bei rund 350 N/mm² lag. Diese Steifigkeit nahm aufgrund der Belastung schnell ab. In Tab. 5 - 42 werden die Steifigkeiten zu Beginn und am Ende der zyklischen Belastungen der einzelnen Probekörper aufgelistet.

Probekörper	E _s Beginn [N/mm ²]	E _s Ende [N/mm ²]
TOBFOB_10	280,63	237,69
TOBFOB_11	281,14	239,22
TOBFOB_13	309,04	253,50
TOBFOB_14	369,69	320,0
TOBFOB_15	345,31	307,86

Tab. 5 - 42: Sekantenmodul zu Beginn und Ende der zyklischen Belastung

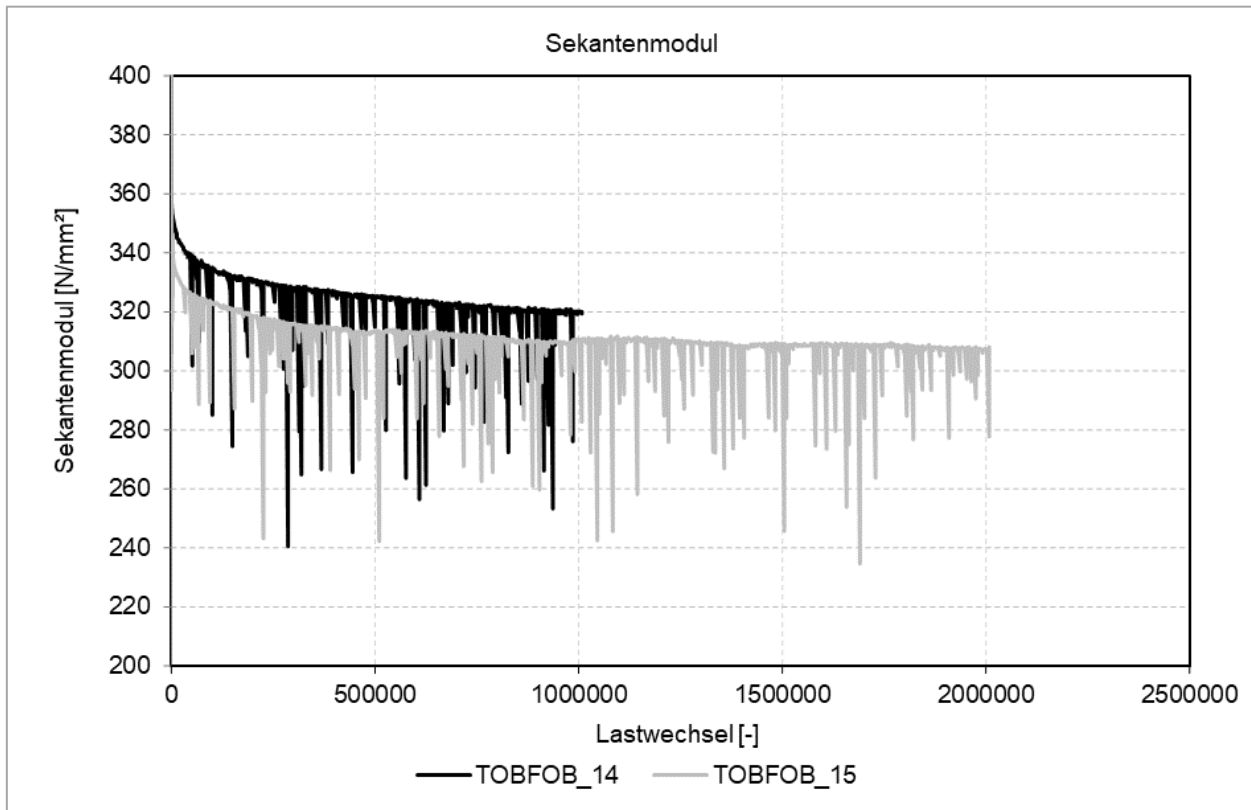


Bild 5 - 69: Verlauf des Sekantenmoduls bei den Probekörpern TOBFOB_14 und 15.

Die Unterschiede zwischen den einzelnen Probekörpern lassen sich aufgrund der unterschiedlichen Lagerungszeit erklären. Da sich der Beton innerhalb dieser Zeit weiter verfestigen konnte, entstand so eine höhere Steifigkeit. Die Sekantenmoduli von allen fünf Probekörpern verliefen dennoch gleich. Die dritte Phase der zyklischen Belastung war das Untersuchen der Restfestigkeit. Dazu wurden die Probekörper nach dem Erreichen der eingestellten Lastzyklen bis zum Versagen belastet. Da die Rissbildung zum Zeitpunkt der Bestimmung der Restfestigkeit abgeschlossen war, wird an dieser Stelle darauf verzichtet die Spannung-Dehnungs-Diagramme darzustellen. In Tab. 5 - 43 werden die einzelnen Bruchlasten aufgelistet.

Probekörper	Bruchlast [kN]	Garnzug- spannung [N/mm ²]
TOBFOB_10	42,59	3921,73
TOBFOB_11	43,69	4023,02
TOBFOB_13	44,45	4093,00
TOBFOB_14	44,10	4060,77
TOBFOB_15	44,03	4054,33

Tab. 5 - 43: Bruchlast der zyklischen Probekörper.

Bei dem Vergleich zwischen statisch langen und zyklisch belasteten Probekörpern fällt auf, dass die Bruchlasten der zyklischen Dehnkörper höher waren als die Lasten der statisch langen Versuchskörper. Eine Erklärung könnte die längere Lagerungsdauer von TOBFOB_12 sein. Ein weiterer Grund für die erhöhte

Bruchlast der zyklisch untersuchten Dehnkörper könnte die vertikalen Kraft sein, welche die einzelnen Carbonfasern streckt bzw. leichte Krümmungen der Carbonrovings gerade ausrichtet. Eine eindeutige Erklärung für diesen Effekt kann abschließend nicht gegeben werden, da dieses Verhalten der Carbonbewehrung noch nicht eindeutig wissenschaftlich belegt ist. Alle fünf Probekörper versagten aufgrund des Risses der Carbonbewehrung. Weiterhin kam es zum starken Abplatzen des Betons (vgl. Bild 5 - 70). Das Versagen trat, wie bei Carbonbeton üblich, plötzlich und ohne Vorankündigung auf.

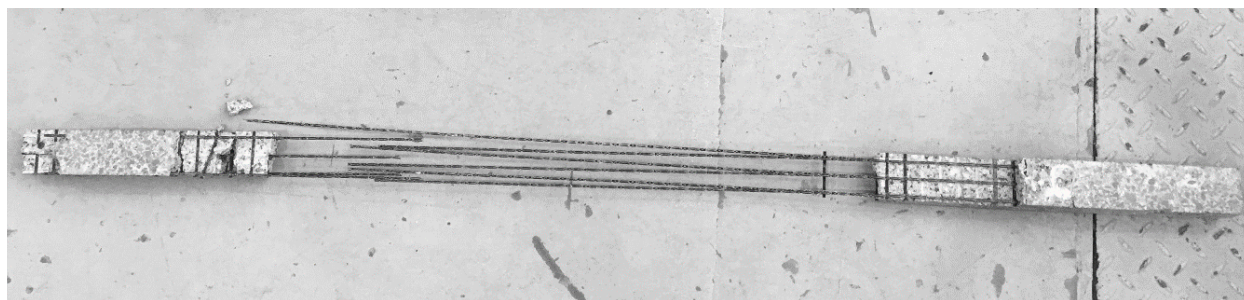


Bild 5 - 70: Zyklisch belasteter, versagter Probekörper.

5.5 Vergleich Zugversuche RUB und TUD

Im Folgenden werden auf zentrischen Zug belasteten CRC-Probekörper miteinander verglichen, die an beiden Instituten untersucht wurden. Ziel ist es die Vergleichbarkeit der insgesamt erzielten Ergebnisse einzuschätzen. Geeignet dafür waren die statisch belasteten Probekörper der TUD (siehe Kapitel 5.4.4 und 5.4.11, TOBFOB_04 bis TOBFOB_06)) und die statisch belasteten Probekörper aus den Zugversuchen der RUB (vgl. Kapitel 5.1.3, Weiterführende Auswertung der zentrischen Zugversuche am Vorzugstextil, ZZ_5-2_A1 und ZZ_5-2_A2).

Die Abmessungen und Bewehrungsquerschnitte können Tab. 5 - 44 entnommen werden. Es zeigt sich, dass die Erstrisse an den Probekörpern der TUD im Mittel bei $601,98 \text{ N/mm}^2$ auftraten und an denen der RUB bei $789,89 \text{ N/mm}^2$. Zudem traten an den Probekörpern der RUB mit Mittel 15,6 Risse pro Meter auf, die eine Breite von $0,54 \text{ mm}$ aufwiesen. Im Vergleich dazu zeigten sich an den Probekörpern der TUD im Mittel 12,5 Risse pro Meter, die eine Breite von $0,65 \text{ mm}$ aufwiesen. Insgesamt traten in den Versuchen der TUD weniger Risse auf, die dabei größere Rissbreiten aufwiesen und bei geringeren Garnzugspannungen auftraten (vgl. Tab. 5 - 45). Diese als gering einzuschätzenden Unterschiede sind mit großer Wahrscheinlichkeit der unterschiedlichen Ausbildung der Probekörper, aber vor allem den unterschiedlichen Versuchsständen geschuldet.

Eigenschaft	Einheit	Probekörper RUB	Probekörper TUD
Länge	[mm]	1800	800
Breite	[mm]	180	63
Dicke	[mm]	50	40
Querschnittsfläche	[mm ²]	9000	2520
Freie Dehnlänge	[mm]	740	400
Bewehrungsquerschnitt	[mm ²]	30,6	14,48

Tab. 5 - 44: Vergleich Probekörperabmessungen und Bewehrungsquerschnitte

An allen Probekörpern entstanden die Risse orthogonal zur Belastungsrichtung und das allgemeine Materialverhalten hinsichtlich Rissbildung war vergleichbar. Nach der Erstrissbildung bildeten sich zunächst alle aufgetretenen Risse aus, die dann bis zum Versuchsende bzw. Versagen der Probekörper in der Breite zunahmen. Teilweise traten Schubrisse bzw. Delaminationen an den Probekörpern auf.

Die aufgetretenen Unterschiede in der Rissbildung sind gering, sodass von einem vergleichbaren Materialverhalten in allen Versuchen ausgegangen werden kann. Insbesondere bei der Auswertung aller Versuche müssen diese jedoch mit betrachtet werden.

	Einheit	RUB ZZ_5_2_A1	RUB ZZ_5_2_A2	TUD TOBFOB_04	TUD TOBFOB_05	TUD TOBFOB_06
Bewehrungsquerschnitt	[mm ²]	30,6	30,6	14,48	14,48	14,48
Maschinenkraft bei Erstriss	[kN]	25,17	23,17	9,35	8,65	8,15
Garnzugspannung bei Erstriss	[N/mm ²]	822,57	757,21	645,72	597,38	562,85
Freie Dehnlänge	[mm]	740	740	400	400	400
Rissanzahl im freien Prüfbereich	[-]	13	10	5	5	5
Rissanzahl	[pro m]	17,6	13,5	12,5	12,5	12,5
Mittlere Rissbreite	[mm]	0,49	0,59	0,72	0,62	0,60
Garnzugspannung auf Gebrauchslastniveau	[N/mm ²]	1000		592		
Mittelwerte						
Garnzugspannung bei Erstriss	N/mm ²	789,89		601,98		
Rissanzahl	[pro m]	15,6		12,5		
Mittlere Rissweite	[mm]	0,54		0,65		

Tab. 5 - 45: Vergleich der Rissbildung an Zugprobekörpern beider Institute

5.6 Eindringverhalten von Wasser bzw. Tausalzlösungen (AP4, RUB)

Die im nachfolgenden Kapitel beschriebenen Untersuchungen wurden im Labor des Lehrstuhls für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt.

Obwohl eindringendes Wasser und Tausalzlösungen insbesondere im Zusammenspiel mit Frosteinwirkung zu einer inneren Gefügeschädigung von Beton führen können, ist die zu erwartende Schädigung bei den hier verwendeten Betonen (Unter- und Aufbeton) gering, da diese als Straßenbetone mit einem entsprechend hohen LP-Gehalt im Festbeton konzipiert sind. Dies wird durch die durchgeführten CDF-Prüfungen am Aufbeton (vgl. Kapitel 4.1 und 5.7.3) bestätigt. Dort zeigten sich nur geringe innere Schädigungen und Abwitterungen, welche die Anforderungswerte mit deutlichem Abstand einhielten.

Problematisch können diese Flüssigkeiten in diesem Kontext vor allem werden, wenn sie in die Verbundfuge zwischen Unter- und Aufbeton eindringen und dort gefrieren. Der sich aufbauende Sprengdruck und eine mögliche Gefügeschädigung können u.U. eine Delamination der Betonschichten zur Folge haben. Daher wird im Folgenden neben dem allgemeinen Wasseraufnahmeverhalten auch bestimmt inwieweit Wasser bzw. Tausalzlösungen in die Verbundfuge eindringen können.

5.6.1 Eindringverhalten von Wasser (Wasseraufnahme nach Karsten) (AP 3/4)

Zur Untersuchung des Wasseraufnahmeverhaltens wurden Versuche zur Wasseraufnahme mit dem Prüfröhr nach Karsten in zyklisch belasteten und unbelasteten Bereichen der Verbundbalken aus Kapitel 5.3.1 (siehe Bild 5 - 47) durchgeführt (siehe Bild 5 - 71). Das Ablesen der aufgenommenen Wassermenge erfolgte 5, 10, 20, 30, 60, 120 und 1440 Minuten nach Versuchsbeginn. Basierend auf den Messwerten wurden die aufgenommene Wassermenge in l/m^2 und der Wasseraufnahmekoeffizient in $kg / (m^2 \cdot \sqrt{h})$ nach 24 Stunden bestimmt. Sofern nicht anders angegeben stellen die im Folgenden abgebildeten Ergebnisse jeweils den Mittelwert aus 3 Messstellen dar.

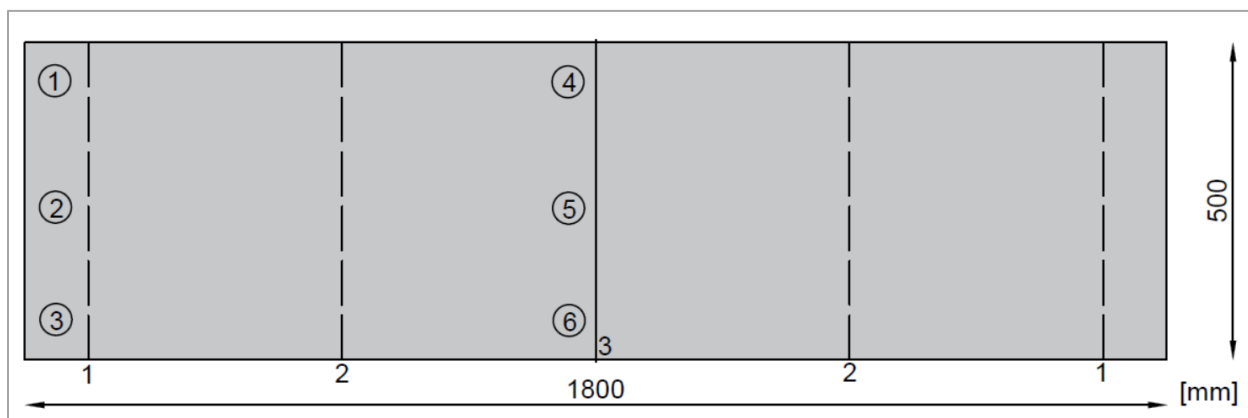


Bild 5 - 71: 1 – 6 Messstellen Wasseraufnahme, 1 – Auflagerachsen, 2 – Lasteinleitungsachsen, 3 Balkenmitte-

Erste Tastversuche zeigten, dass bei der Platzierung der Karsten-Röhrchen direkt über den auftretenden Makrorissen das Wasser einer Rohr-Füllung (ca. 25 ml Zylinder und Kammer) innerhalb der ersten zwei bis vier Stunden vollständig in den Beton eindrang (siehe Bild 5 - 72). Da ein Nachfüllen der Rohre nicht über die gesamte Versuchsdauer von 24 Stunden möglich war, wurde in diesen Fällen der Wasseraufnahmekoeffizient $w_k = 1,44 \text{ kg} / (m^2 \cdot \sqrt{h})$ bestimmt, was einer Wasseraufnahme von $7,07 \text{ l/m}^2$ bzw. 5 ml, der Wassermenge im zylinderförmigen Teil des Karsten-Röhrchens in der Versuchsdauer, entspricht. Auf diesen Ergebnissen aufbauend, ist davon auszugehen, dass die hier auftretenden Risse nicht dicht gegenüber eindringendem Wasser waren.

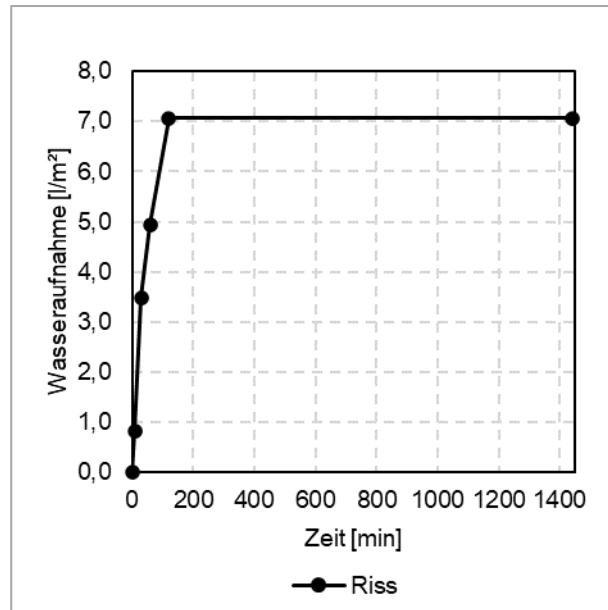


Bild 5 - 72: Wasseraufnahme in l/m² über Einzelriss aus zyklischer Belastung am Verbundkörper (Karsten-Röhrchen)

Nach der Entnahme der Bohrkern aus den Verbundbalken und Durchführung der Scherversuche (siehe 5.3.4) wurden an einigen ausgewählten Aufbetonschichten erneut Versuche mit dem Karsten-Röhrchen mit Tetra-Brom-Fluorescein eingefärbtem Wasser durchgeführt, um die Wassereindringtiefe zu bestimmen. Auf Grund der begrenzten Oberfläche konnte jeweils nur ein Karsten-Röhrchen pro Probekörper platziert werden. Zudem konnte nur ein Bohrkern mit Makroriss entnommen werden. Hier zeigte sich, dass die Eindringtiefe der Prüflösung im Mittel im unbelasteten Bereich bei 7,7 mm und in Balkenmitte mit 8,3 mm 0,5 mm mehr betrug (Tab. 5 - 46). An dem Bohrkern mit Makroriss konnte eine Eindringtiefe von 8 mm außerhalb des Risses und im Rissbereich die 2,5-fache Tiefe von 20 mm festgestellt werden (siehe Bild 5 - 73). Der Wasseraufnahmekoeffizienten an den Bohrkernen waren mit $w_k = 0,337 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$ bzw. $w_k = 0,448 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$ deutlich geringer als, die an den Verbundbalken bestimmten Werte von $w_k = 0,623 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$ und $w_k = 0,707 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$. Es muss daher davon ausgegangen werden, dass an den Verbundbalken höhere Eindringtiefen erzielt wurden.

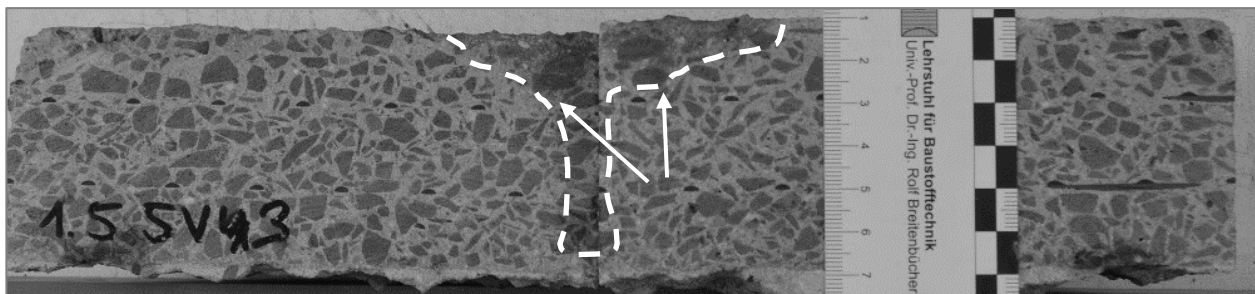


Bild 5 - 73: Wassereindringverhalten in CRC-Schicht am Bohrkern nach zyklischer Belastung über Riss (weißer Pfeile). Wasser gefärbt mit Tetra-Brom-Fluorescein (gestrichelter Bereich)

Probenbezeichnung		zyklisch unbelastet		Probenbezeichnung	zyklisch belastet	
		w_k	Eindringtiefe		w_k	Eindringtiefe
		kg/(m ² ·√h)	[mm]		kg/(m ² ·√h)	[mm]
Bohrkerne						
ZB_01_50_2_150_b	SV 1.4_1	0,289	-	SV 1.4_3	0,520	8,00
	SV 1.4_2	0,520	9,00	SV 1.4_4	0,346	7,00
	MW	0,404	9,00	MW	0,433	9,00
	Sd	0,163	0,00	Sd	0,122	0,71
ZB_02_50_2_150_b	SV 1.5_1	-	8,00	SV 1.5_3	0,577	8,00 20 (Riss)
	SV 1.5_2	0,202	6,00	SV 1.5_4	0,346	10,00
	MW	0,202	9,00	MW	0,462	9,00
	Sd	0,000	1,41	Sd	0,163	1,41
MAX		0,520	8,0	MAX	0,577	10,00
MIN		0,202	6,00	MIN	0,346	7,000
MW		0,337	7,67	MW	0,448	8,250
Verbundbalken						
ZB_01_50_2_150_b	1.4_1	0,780	-	1.4_4	0,780	-
	1.4_2	0,606	-	1.4_5	0,722	-
	1.4_3	0,549	-	1.4_6	0,693	-
	MW	0,645	-	MW	0,731	-
	Sd	0,120	-	Sd	0,044	-
ZB_02_50_2_150_b	1.5_1	0,404	-	1.5_4	0,577	-
	1.5_2	0,592	-	1.5_5	0,751	-
	1.5_3	0,808	-	1.5_6	0,722	-
	MW	0,601	-	MW	0,683	-
	Sd	0,202	-	Sd	0,093	-
MAX		0,808	-	MAX	0,780	-
MIN		0,404	-	MIN	0,577	-
MW		0,623	-	MW	0,707	-

Tab. 5 - 46: Wasseraufnahmekoeffizienten und Wassereindringtiefe, Vergleich Bohrkerne und Verbundbalken

Basierend auf den Tastversuchen wurden an allen zyklisch belasteten Balken Versuche außerhalb der Makrorisse durchgeführt und hinsichtlich des generellen Wasseraufnahmeverhaltens (Wasseraufnahmemenge, Geschwindigkeit der Wasseraufnahme) ausgewertet. Innerhalb der ersten Stunde der Wasseraufnahme nahmen die Verbundbalken in Bereichen mit und ohne zyklische Vorbelastung in den meisten Fällen im Mittel in etwa gleich schnell und viel Wasser auf. Erst danach stieg die Wasseraufnahme in den belasteten Balkenbereichen höher. Ausnahme bildeten die Balken ZB_03_50_2_150_a, ZB_01_70_2_150_a und ZB_02_50_2_300_a an denen zunächst in unbelasteten Balkenbereichen eine größere Menge Wasser aufgenommen wurde, bevor bis zum Versuchsende sich die höhere Wasseraufnahme in den belasteten Balkenbereiche einstellte (Beispiel siehe Bild 5 - 74). Insgesamt wurden Wasseraufnahmekoeffizienten von $w_k = 0,207 - 0,645 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$ in Bereichen ohne Zyklische Belastung und $w_k = 0,279 - 0,794 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$ in Bereichen mit zyklischer Belastung bestimmt. Im Mittel entsprach dies $w_k = 0,423 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$ respektive $w_k = 0,508 \text{ kg} / (\text{m}^2 \cdot \sqrt{\text{h}})$ wobei sich Standardabweichungen von $w_k =$

0,089 / (m² · √h) und $w_k = 0,060$ kg / (m² · √h) einstellten (vgl. Tab. 5 - 47, vollständige Messwerte in der Anlage). Durch die zyklische Vorbelastung erhöhte sich die Wasseraufnahme der Verbundbalken also zwischen 9-54 % und im Mittel 21 %.

Mit zunehmender Breite der Verbundtrennung nahm dabei zunächst im Vergleich zu den Balken ohne Verbundtrennung (31 % mehr Wasseraufnahme) die Wasseraufnahmemenge prozentual ab. An den Balken mit 150 mm breiter Verbundtrennung wurden in den belasteten Balkenbereichen bei Verwendung der Bitumenbeschichtung als VBT-Material 14 % und an den Balken mit PE-Folie 19 % mehr Wasser aufgenommen. Diese Mengen stiegen auf 31% respektive 24 % für die breitere Verbundtrennung.

Bei der Verwendung einer Bewehrungslage hatte die zyklische Belastung eine 14 % größere Wasseraufnahmemenge zur Folge und bei zwei Bewehrungslagen 19 %. Der Einfluss der Bewehrungslagen und die daraus resultierende Schädigung während der zyklischen Belastung auf das Wasseraufnahmeverhalten sind hier als gering einzustufen.

An dem Balken mit 70 mm CRC-Schichtdicke hingegen konnte mit 9% mehr Wasseraufnahme in Balkenmitte im Vergleich zu 19 % bei 50 mm CRC-Schicht eine Tendenz zur Verringerung der Wasseraufnahme mit zunehmender CRC-Schichtdicke beobachtet werden.

Da im Allgemeinen, sofern die Wasseraufnahme nicht über Makrorissen bestimmt wird, diese vor allem durch Mikrorisse infolge zyklischer Belastung beeinflusst wird, kann davon ausgegangen werden, dass bei gleichen Wasseraufnahmekoeffizienten und Wasseraufnahmemengen eine in etwa gleiche Schädigung vorlag. Andere Veränderungen des Betongefüges in Oberflächennähe, welche die Wasseraufnahme beeinflussen könnten, wurden nicht festgestellt.

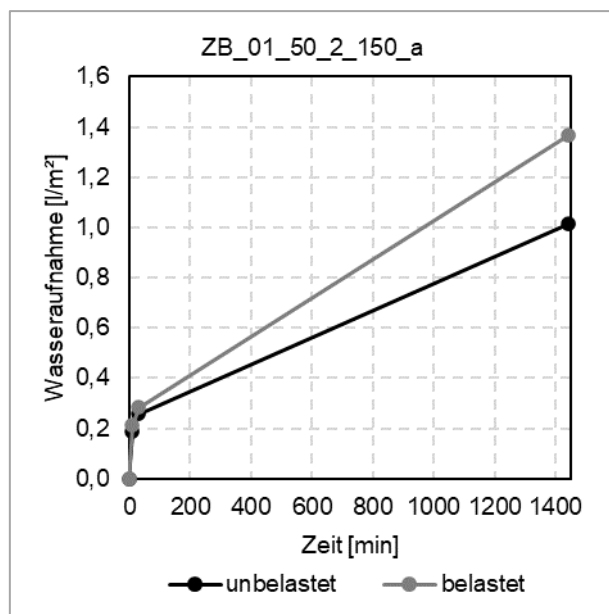


Bild 5 - 74: Beispiel Wasseraufnahmeverhalten an Verbundbalken.

Probenbezeichnung	Wasseraufnahmekoeffizient		Differenz	Standardabweichung	
	zyklisch unbelastet	zyklisch belastet		zyklisch unbelastet	zyklisch belastet
	kg/(m ² ·√h)	kg/(m ² ·√h)		kg/(m ² ·√h)	kg/(m ² ·√h)
ZB_02_50_2_000_0	0,342	0,525	54%	0,046	0,171
ZB_01_50_2_000_0	0,525	0,577	10%	0,058	0,029
MW	0,433	0,551	32%	0,052	0,100
ZB_01_50_2_150_b	0,645	0,731	13%	0,120	0,044
ZB_02_50_2_150_b	0,601	0,683	14%	0,202	0,093
MW	0,623	0,707	14%	0,161	0,068
ZB_01_50_2_300_b	0,529	0,678	28%	0,060	0,014
ZB_02_50_2_300_b	0,597	0,794	33%	0,073	0,147
MW	0,563	0,736	31%	0,066	0,080
ZB_01_50_1_150_a	0,356	0,404	14%	0,017	0,050
MW	0,356	0,404	14%	0,017	0,050
ZB_01_50_2_150_a	0,207	0,279	35%	0,051	0,060
ZB_02_50_2_150_a	0,260	0,289	11%	0,104	0,058
ZB_03_50_2_150_a	0,452	0,496	10%	0,058	0,036
MW	0,306	0,354	19%	0,071	0,051
ZB_01_70_2_150_a	0,409	0,448	9%	0,258	0,025
MW	0,409	0,448	9%	0,258	0,025
ZB_01_50_2_300_a	0,260	0,327	26%	0,000	0,017
ZB_02_50_2_300_a	0,303	0,371	22%	0,066	0,046
MW	0,282	0,349	24%	0,033	0,032
MAX	0,645	0,794	54%	0,258	0,171
MIN	0,207	0,279	9%	0,000	0,014
MW	0,423	0,508	21%	0,089	0,060

Tab. 5 - 47: Wasseraufnahmekoeffizienten und Wassereindringtiefe an Verbundbalken

Insgesamt zeigte sich, dass die hier aufgebrachte zyklische Belastung und daraus resultierende Schädigungen des Betongefüges insgesamt zu einer Erhöhung der Wasseraufnahme zwischen 9 % und 31 % im Vergleich von unbelasteten Randbereichen und der belasteten Balkenmitte führten. Der Einfluss der verwendeten Bewehrungslagen war dabei mit 5 % gering. Die Erhöhung der CRC-Schichtdicke von 50 mm auf 70 mm bewirkte eine Reduktion um 10%. Da für beide verwendeten Materialien mit 150 mm breiter Verbundtrennung die Differenz der Wasseraufnahme zunächst im Vergleich zu Balken ohne Verbundtrennung sank und für 300 mm wieder zunahm, ist der Einfluss der VBT-Breite hier nicht eindeutig zu bestimmen. Generell konnten aber eine Reduzierung der Wasseraufnahme von 3-20 % erreicht werden.

Die Bestimmung der Wassereindringtiefe an Bohrkernen zeigte, dass in den Versuchen mit den Karsten-Röhrchen das Wasser im Mittel mindestens 7,7 mm in den Beton eindrang und im Bereich der Makrorisse mit wesentlich höheren Eindringtiefen gerechnet werden muss. Hier wurde die Eindringtiefe um das 2,5-fache erhöht, da allerdings nur ein Versuch durchgeführt wurde, kann hier keine quantitative Aussage getroffen werden.

5.6.2 Eindringverhalten von Tausalzlösungen (AP 4/1)

Das Eindringverhalten von Tausalzlösungen bzw. Chloridlösungen wurde an Bohrkernen von 150 mm Durchmesser aus den Verbundbalken untersucht. Um die Handhabbarkeit der Probekörper zu verbessern, wurden diese von der Unterbetonseite her auf 100 mm Gesamtlänge gekürzt. Nach dem Trocknen bis zur Massenkonstanz bei 105°C im Trockenofen und Abdichten der Mantelflächenmittels Epoxidharz, wurden die Probekörper mit dem Carbonbeton nach unten 5 mm tief in 3 %-ige NaCl-Lösung getaucht. Durch eine punktförmige Lagerung an drei Stellen wurde eine maximale Saugfläche gewährleistet. Waren zudem Makrorisse auf den Stirnflächen vorhanden, so wurden diese vor dem Eintauchen mit der NaCl-Lösung getränkt, um eine vollständige Füllung der Risse zu gewährleisten. Während des Versuchs wurde die Aufnahme der Prüflösung über kapillares Saugen durch Bestimmen der Gewichtszunahme 10, 20, 30 und 60 Minuten und 24, 48 und 72 Stunden nach Versuchsbeginn bestimmt. Nach der Saugphase von 72 Stunden erfolgte die Spaltung der Bohrkern entlang der Längsachse. Nach dem Abtrocknen wurden diese entstehenden Flächen mit 0,1 N Silbernitratlösung (auf pH 3 bis 5 gepuffert) und 5 % Kaliumdichromat in Wasser besprüht. In den Bereichen, in welche die NaCl-Lösung vorgedrungen ist, führt dies zu einem Farbumschlag. Somit war die Eindringtiefe der Chloridlösung bestimmbar (vgl. BAW Merkblatt „Chlorideindringwiderstand von Beton (MCL)“ (2012)). Beim Spalten zerbrachen die Bohrkern entlang der Bewehrungslagen und der Verbundfuge. Trotzdem war eine Bestimmung der Chlorideindringtiefe möglich.

Auch hier wurden jeweils zwei Bohrkern aus zyklisch belasteten und unbelasteten Balkenbereichen aus Balken mit unterschiedlich ausgebildeter Verbundtrennung entnommen, um das Eindringverhalten in Abhängigkeit der Schädigung und der Ausbildung der Aufbetonschicht abzubilden. Zudem wurden in den belasteten Bereichen Bohrkern teilweise so entnommen, dass Makrorisse mit einbezogen wurden. Dies ermöglicht zusätzlich zu untersuchen inwieweit diese Risse einen Einfluss auf das Eindringverhalten von Tausalzlösungen haben.

Das Eindringverhalten von Tausalzlösungen wurde orientierend an ausgewählten Verbundbalken untersucht (ZB_01_50_2_000_O, ZB_01_50_2_150_b und ZB_01_50_2_300_b), da das Eindringverhalten in diesen Versuchen hauptsächlich abhängig von der Struktur des Betons ist. Die Untersuchungen in Kapitel 5.3.2 (Dehnungskurven) haben gezeigt, dass die Schädigung durch Mikrorisse in allen belasteten Balkenbereichen ca. auf dem gleichen Niveau lagen. Entsprechend ist von ähnlichem Eindringverhalten auszugehen. Verglichen wurden jeweils die Mittelwerte der Chlorideindringtiefen der beiden Bohrkern aus dem zyklisch unbelasteten Balkenbereich mit denen aus zyklisch belasteten Bereichen. Am Verbundbalken ZB_01_50_2_300_b wurden die zyklisch belasteten Bohrkern oberhalb der VBT entnommen, weshalb diese nur aus der CRC-Schicht von 50 mm Dicke bestanden. Insgesamt drangen an allen Bohrkern die Chloride bis in die Unterbetonschicht vor (siehe Bild 5 - 75 und Bild 5 - 76). Dabei konnten Eindringtiefen von im Mittel 50 – 67,3 mm festgestellt werden. Zwischen den Bohrkern aus den unterschiedlichen Verbundbalken waren keine eindeutigen Tendenzen hinsichtlich abweichender Eindringtiefen in Abhängigkeit der Ausbildung der CRC-Schicht zu erkennen (siehe Tab. 5 - 48).

Beim Vergleich der zyklisch belasteten mit den unbelasteten Balkenbereichen konnte im Mittel für den Balken mit 150 mm VBT eine ca. gleichbleibende Eindringtiefe bestimmt werden. Am Balken ohne VBT stieg diese um 5,7 mm. Da die Bohrkern mit CRC-Schichtdicke aus dem Balken mit 300 mm VBT bereits nach 24 h Versuchsdauer vollständig mit Prüflösung gesättigt waren, konnte hier keine abschließende Eindringtiefe bestimmt und die Bohrkern dieses Balkens folglich nicht miteinander verglichen werden.

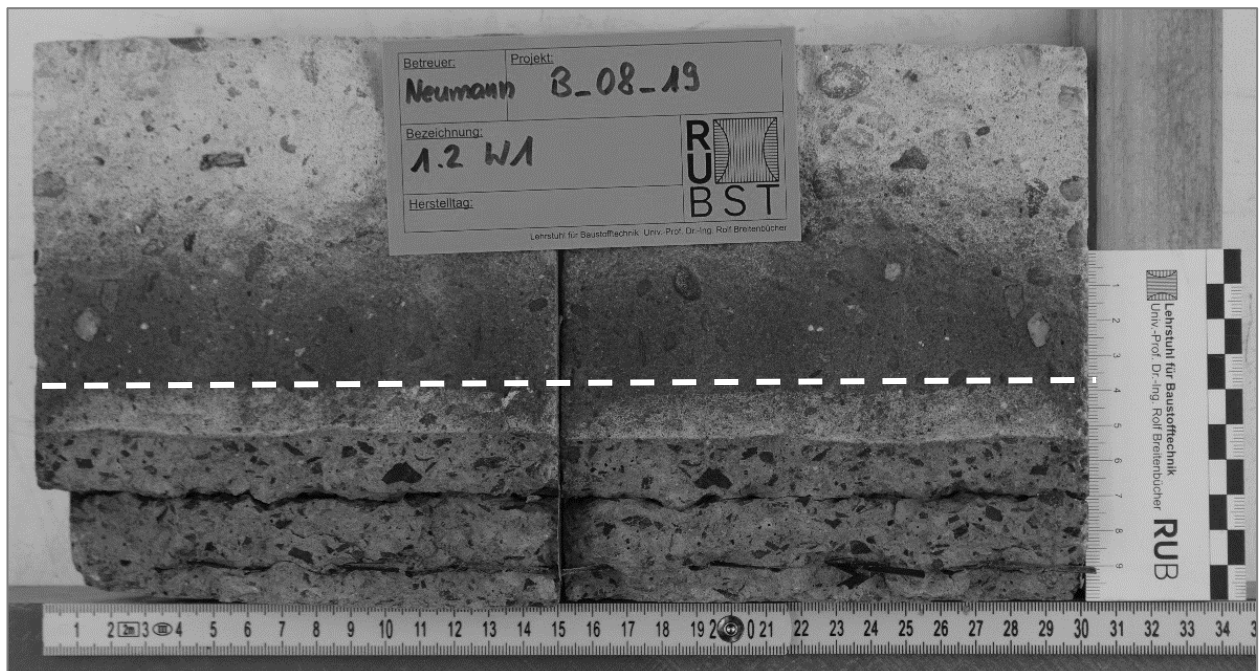


Bild 5 - 75: Beispiel Chlorideindringfront (gestrichelte Linie) an gespaltenem Bohrkern.

Probekörper		[-]	ZB_01_50_2_300_b				ZB_01_50_2_150_b				ZB_01_50_2_000_O			
Kurzbezeichnung		[-]	1.2 W1	1.2 W2	1.2 W3	1.2 W4	1.4 W1	1.4 W2	1.4 W3	1.4 W4	1.6 W1	1.6 W2	1.6 W3	1.6 W4
zyklische Belastung		[-]	nein	nein	ja	ja	nein	nein	ja	ja	nein	nein	ja	ja
Chloridein- dringtiefe	Max	[mm]	61,5	67,5	50,0	50,0	58,0	63,5	65,0	61,0	62,0	60,5	65,5	69,0
	Min	[mm]	50,5	54,0	50,0	50,0	52,5	52,5	52,0	50,5	51,0	51,5	56,0	60,0
	MW	[mm]	58,1	61,6	50,0	50,0	59,8	59,8	58,0	57,2	57,7	56,4	61,7	63,9
	Sd	[mm]	3,0	4,8	0,0	0,0	2,9	2,9	4,1	3,1	3,3	2,9	3,0	2,5
Mittelwerte Chloridein- dringtiefe	Max	[mm]	64,5		50,0		60,8		63,0		61,3		67,3	
	Min	[mm]	52,3		50,0		52,4		51,3		51,3		58,0	
	MW	[mm]	59,8		50,0		57,7		57,6		57,1		62,8	
	Sd	[mm]	3,9		0,0		2,9		3,6		3,1		2,7	
Differenz	Max	[%]	-				2,3				6,0			
	Min	[%]	-				-1,3				6,8			
	MW	[%]	-				-0,1				5,7			
	Sd	[%]	-				0,8				-0,3			
aufgenom- mene Prüflö- sung	Einzel- wert	[g/m ²]	1638	1646	1427	1467	1654	1750	1856	1889	1650	1596	1873	1910
	MW	[g/m ²]	1642		1447		1702		1872		1623		1892	
	Differenz	[g/m ²]	-				170				269			

Tab. 5 - 48: Chlorideindringtieft an Bohrkernen aus zyklisch belasteten Verbundbalken

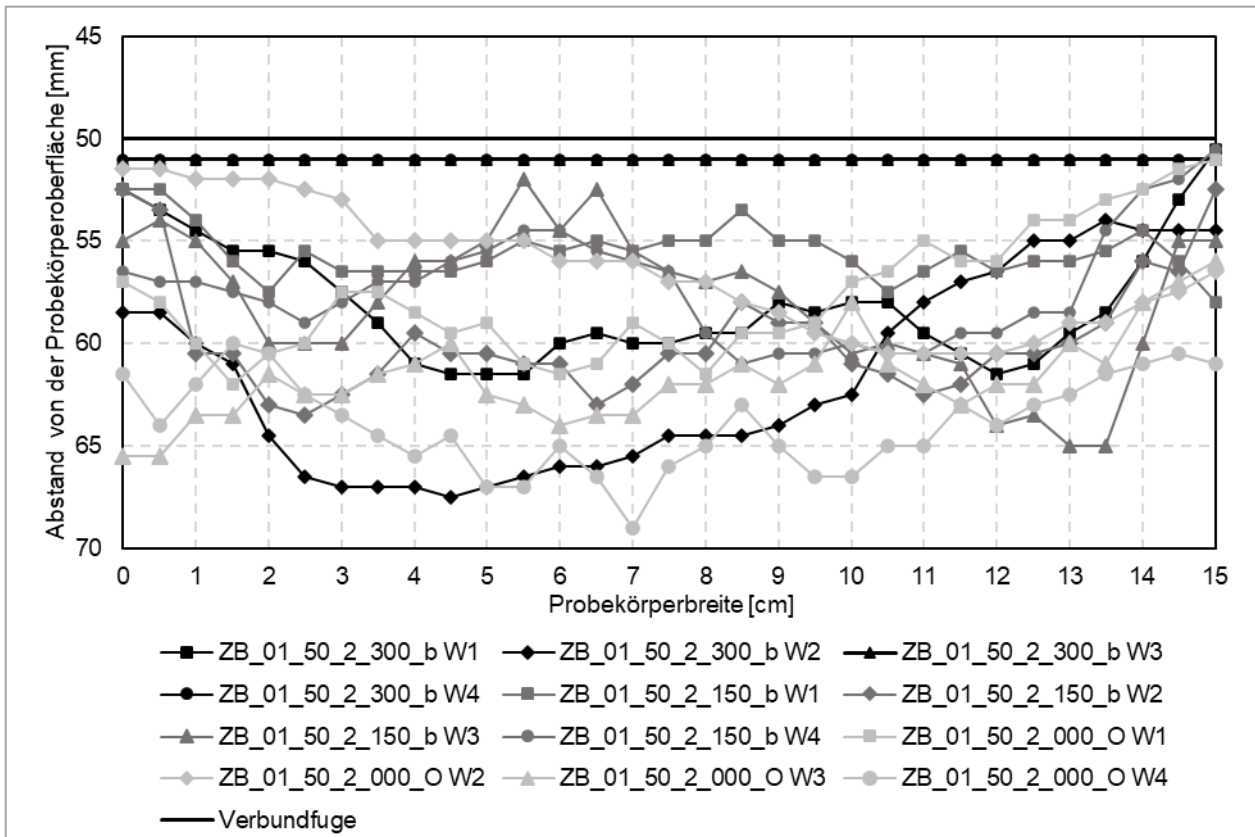


Bild 5 - 76: Chlorideindringfronten gemessen an gespaltenen Bohrkernen

Die aufgenommenen Prüflüssigkeitsmengen betragen an zyklisch belasteten Bohrkernen 1596 – 1750 g/m² und im Mittel 1696 g/m². An zyklisch unbelasteten Bohrkernen lagen die Aufnahmemengen bei 1427 – 1910 g/m² und im Mittel 1737 g/m² (siehe Tab. 5 - 49 und Bild 5 - 77). Im Vergleich zu den Karstenmessungen an den Verbundbalken (vgl. Kapitel 5.6.1) wurden hier geringere Flüssigkeitsaufnahmemenge bestimmt (siehe Tab. 5 - 49).

Mittelwerte aufgenommene Prüflösung		
Probekörper	unbelastet	belastet
[-]	[g/m ²]	[g/m ²]
Bohrkerne	1737	1696
Karstenmessungen	2070	2490

Tab. 5 - 49: Vergleich Mittelwerte aufgenommene Prüflösung in Bohrkernen und Karstenmessungen

Zusammenfassend nahmen alle Bohrkern e ähnliche Mengen an Prüflüssigkeit über kapillares Saugen auf und die Lösung drang gleichmäßig in den Beton ein. In belasteten und unbelasteten Balkenbereichen drang die Prüflösung dabei bis in den Unterbeton vor. Dazu ist anzumerken, dass hier durch die vorherige Trocknung der Bohrkern e bis zur Massenkonstanz ein bzgl. der Flüssigkeitsaufnahme ungünstigste Fall geschaffen wurde, welcher in situ nicht auftritt. Wenn dort der Einsatz von Tausalzen notwendig wird, sind die Witterungsverhältnisse i. d. R. so, dass davon ausgegangen werden kann, dass die Betonfahrbahndecke

bereits teilweise mit Wasser gesättigt ist. Auf Grund des dann geringeren Konzentrationsgefälles im Vergleich zu den Laborbedingungen, ist davon auszugehen, dass Chloridlösungen weniger tief in den Beton eindringen. Unabhängig davon besteht die Gefahr, dass Chloridlösungen in die Fuge des Unterbetons eindringen können, was hier die maßgebende Schädigung begünstigende Situation darstellt. Allein um dies zu verhindern, empfiehlt sich die Verwendung einer dauerhaft flüssigkeitsdichten Verbundtrennung. Dass Flüssigkeiten in Randbereichen der Verbundtrennung unter diese und bis zur Fuge im Unterbeton laufen können erscheint höchst unwahrscheinlich, wurde hier jedoch nicht untersucht.

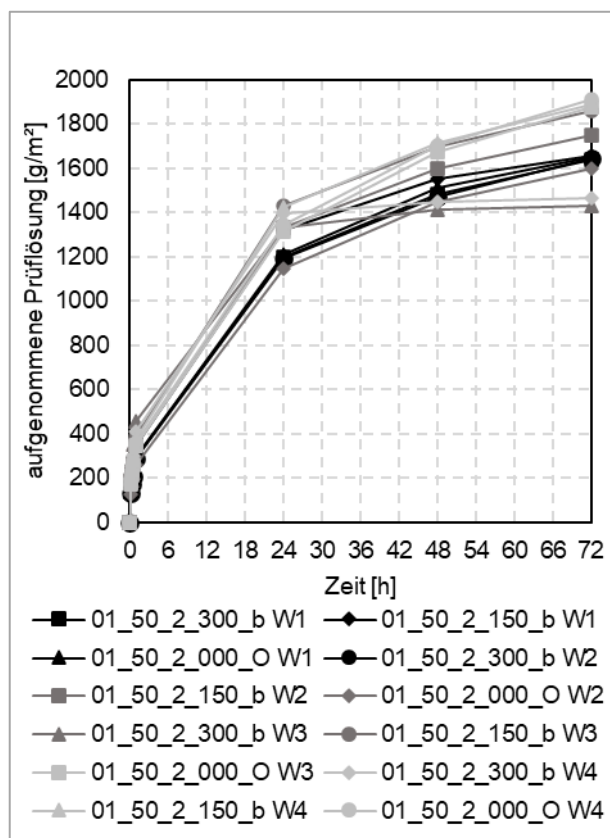


Bild 5 - 77: Aufnahmemenge Prüfliquidität über kapillares Saugen

5.7 Abrasionswiderstand und Veränderung der Griffigkeit (AP4, RUB)

Die im nachfolgenden Kapitel beschriebenen Untersuchungen wurden im Labor des Lehrstuhls für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum durchgeführt.

Entscheidend für Gebrauchstauglichkeit einer Betonfahrbahndecke ist unter anderem die Griffigkeit der Oberfläche, welche dauerhaft sichergestellt werden muss. Entscheidende Faktoren dabei sind der Abrasionswiderstand des Oberbetons, welcher hier dem carbonbewehrten Aufbeton entspricht und die Veränderung der Rautiefe. Um den Abrasionswiderstand beurteilen zu können wurden Verschleißversuche nach Böhme durchgeführt. Die Veränderung Rautiefe wurde mittels Sandflächenverfahren und Lasermessverfahren bestimmt. Alle Versuche wurden an unbelasteten Probekörpern und zyklisch belasteten Probekörpern (siehe Kapitel 5.7.1) durchgeführt.

5.7.1 Beurteilung des Verschleißwiderstandes des nicht zyklisch vorbelasteten / unbelasteten Aufbetons

Die Beurteilung des Verschleißwiderstandes am unbelasteten Aufbeton erfolgte mittels Verschleißversuch nach Böhme, welcher für Beton in der DIN 52108 (2010) geregelt ist. Für Betonfahrbahnen wird der ausreichende Verschleißwiderstand durch die Expositionsklassen über Anforderungswerte an die Druckfestigkeit sichergestellt. Für die hier hinsichtlich des Verschleißes relevante Expositionsklasse XM 1 bis XM 2 (DIN EN 206-1:2017-01) muss der Beton mindestens der Druckfestigkeitsklasse C30/37 entsprechen. Der hier verwendete Beton weist die Druckfestigkeitsklasse C40/50 auf (siehe Tab. 4 - 1). Entsprechend erfüllt er die Anforderungen. Um die hier ermittelten Volumenverluste näherungsweise hinsichtlich des Verschleißwiderstandes einordnen zu können, wird auf die Verschleißwiderstandsklassen nach DIN EN 13813:2003-01 zurückgegriffen, deren Anwendungsgebiet Estrichmörtel und -massen sind.

Es wurden aus zwei Würfeln aus Aufbeton (Kantenlänge 150 mm) jeweils 4 Quader mit einer Kantenlänge von $71 \pm 1,5$ mm durch Sägen herauspräpariert (siehe Bild 5 - 78). Drei der so gewonnenen Prüfkörper mussten auf Grund zu großer Abweichung von der geforderten Kantenlänge verworfen werden. Die verbliebenen fünf Prüfkörper wurden normgerecht vorgeschliffen, gereinigt und bei (110 ± 5) °C bis zur Massenkonstanz getrocknet. Im Anschluss erfolgte die Vermessung der Verschleißfläche und Bestimmung des Ausgangsgewichts. Im Mittel ergab sich eine Prüffläche $A = 48,75$ cm², eine Masse $m = 814,94$ g und eine Dichte $\rho = 2,3$ g/cm³ (siehe Tab. 5 - 50).

Die Prüfkörper wurden bei einer Auflast von 293 N in 4 Intervallen insgesamt 16 Belastungszyklen bzw. Prüfperioden unterzogen, die jeweils 22 Umdrehungen auf der Verschleißscheibe enthalten. Nach jeder Prüfperiode wurden die Quader um 90° gedreht und neues Schleifmittel auf die Schleifbahn gestreut. Aufgezeichnet wurden nach jedem Intervall die Masse sowie die Höhenänderung der Prüfkörper.

Nachfolgend sind für Auswertung die Mittelwerte aller Prüfkörper dargestellt. Die vollständigen Versuchsergebnisse sind der Anlage zu entnehmen. Es zeigt sich, dass die Steigung des Dickenverlusts ($m = 0,1328$) sowie Massenverlusts ($m = 1,5341$) über die gesamte Versuchsdauer konstant blieben, was eine gleichbleibende Verschleißgeschwindigkeit bedeutet (siehe Bild 5 - 79). Der mittlere Schleifverschleiß ergab sich als Dickenverlust zu $\Delta l = 2,12$ mm und als Massenverlust zu $\Delta m = 24,53$ g. Letzterer ergab einen Volumenverlust von $\Delta V = 10,39$ cm³ je 50 cm² (vgl. Tab. 5-51) und entspricht so der Verschleißwiderstandsklasse A12 nach DIN EN 13813:2003-01, die für Flächen mit mittlerer Verschleißbeanspruchung eingehalten werden muss. Da dies z.B. für Flächen der Fall ist, die durch luftbefeigte Räder belastet werden, wie es auf Betonfahrbahnen auch gegeben ist, kann hier näherungsweise davon ausgegangen werden, dass der Verschleißwiderstand des unbelasteten Betons ausreichend für den Anwendungszweck ist.

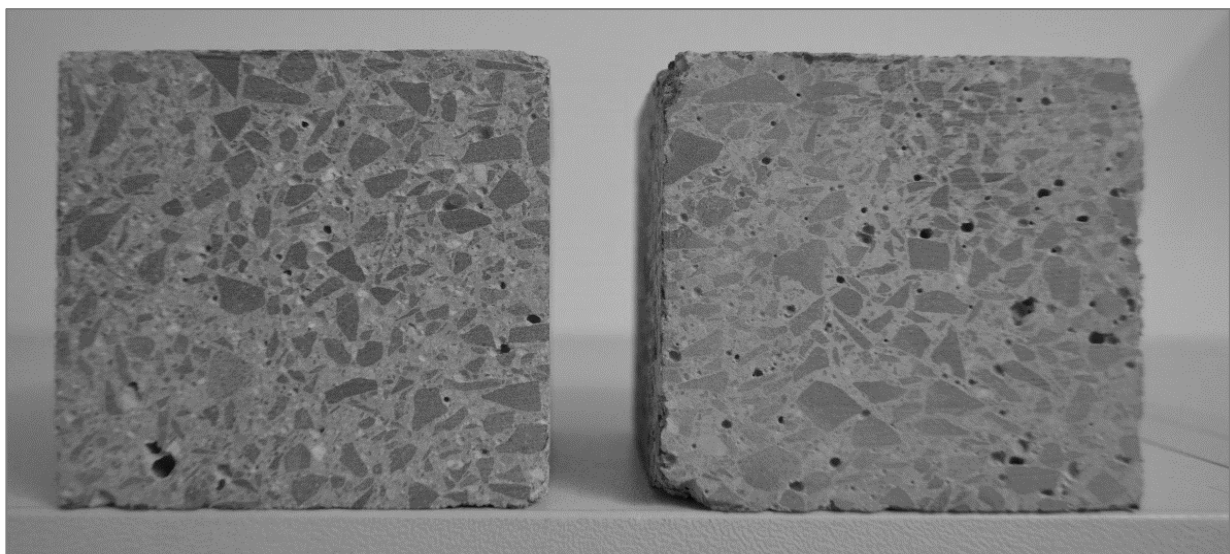


Bild 5 - 78: Beispiele für Probekörperoberflächen nach den Verschleißversuchen nach Böhme.

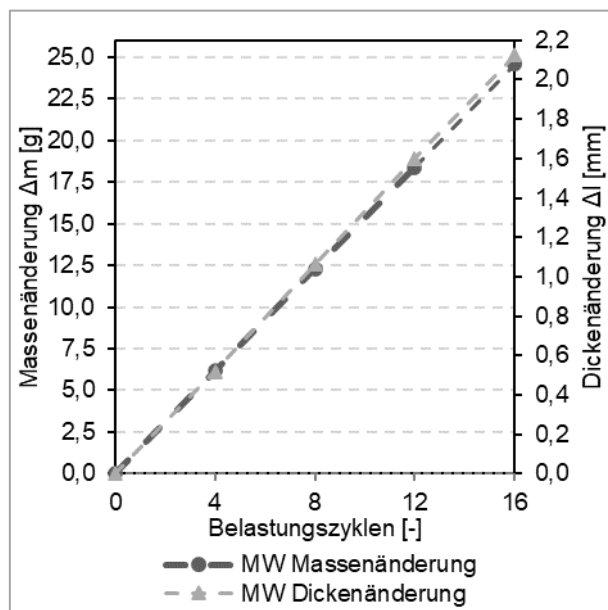


Bild 5 - 79: Massen- und Dickenänderung in den Verschleißversuchen nach Böhme.

Probekörper	[-]	VW 01	VW 02	VW 04	VW 05	VW 07	Mittelwert
Verschleißfläche	[cm ²]	50,5	49,6	48,4	48,4	48,7	49,10
Seitenlänge a	[cm]	7,09	7,03	6,96	6,96	6,95	7,00
Seitenlänge b	[cm]	7,12	7,06	6,95	6,95	7,00	7,02
Dichte	[g/cm ³]	2,39	2,40	2,39	2,33	2,30	2,36
Höhe l	[cm]	6,77	7,19	7,07	7,07	7,04	7,03
Masse m	[g]	816,4	856,7	816,6	796,7	788,4	814,9
Dickenverlust Δl							
nach 0 Zyklen	[mm]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
nach 4 Zyklen	[mm]	0,50	0,44	0,58	0,52	0,55	0,52
nach 8 Zyklen	[mm]	0,95	0,99	1,13	1,11	1,12	1,06
nach 12 Zyklen	[mm]	1,48	1,52	1,69	1,66	1,65	1,60
nach 16 Zyklen	[mm]	1,94	2,04	2,26	2,22	2,16	2,12
Massenverlust Δm							
nach 0 Zyklen	[g]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
nach 4 Zyklen	[g]	5,38	5,42	6,59	6,76	6,73	6,18
nach 8 Zyklen	[g]	11,52	12,03	12,6	12,51	12,88	12,31
nach 12 Zyklen	[g]	17,76	18,2	18,77	18,46	18,76	18,39
nach 16 Zyklen	[g]	23,23	24,55	25,62	24,62	24,64	24,53
Volumenverlust nach 16 Zyklen ΔV = Δm / ρR)	[cm ³ / 50 cm ²]	9,72	10,23	10,73	10,57	10,70	10,39

Tab. 5 - 50: Mittelwerte Verschleißversuche nach Böhme

5.7.2 Bewertung des Verschleißwiderstands an belasteten Verbundbalken

Um orientierend den Abrasionswiderstand an den zyklisch belasteten Verbundbalken aus AP 3 (siehe Kapitel 5.3.2) bestimmen zu können, wurden die erforderlichen Probekörper aus Bohrkernen durch Sägen herauspräpariert (siehe Bild 5 - 80) welche für die Scherversuche in 5.3.4 und Bestimmung der Veränderung der Rautiefe in Kapitel 5.7.3 verwendet wurden (Siehe Bild 5 - 47). So war die Bestimmung des Verschleißwiderstands nach zyklischer Belastung und nach zusätzlicher Frost-Tausalzbelastung möglich. Entsprechend stammen die Probekörper aus den Verbundbalken ZB_02_50_2_000_O (zyklische + CDF-Belastung) und ZB_01_50_2_300_b (zyklische Belastung). Es wird davon ausgegangen, dass durch die Belastung während der Scherversuche der Aufbeton in seiner Struktur keine weitere Beschädigung erfahren hat, da die Scherbelastung lokal auf die Verbundfuge ausgeübt wurde.

Die weitere Durchführung der Verschleißversuche erfolgte analog zu den Versuchen am unbelasteten Aufbeton (siehe Kapitel 5.6.2). Dabei wurde die Abrasion der Probekörperseite bestimmt, welche die Oberfläche der Verbundbalken und somit der Betonfahrbahndecke darstellt. Die Abrasionsflächen der Probekörper hatten dabei Kantenlängen von $71 \pm 1,5$ mm. Da in den vorangegangenen Scherversuchen und auch teilweise in den Versuchen zur Rautiefenbestimmung die CRC-Schichten vom Unterbeton getrennt wurden variierte die Höhe der Probekörper. Insgesamt wurden jeweils vier Quader aus Bohrkernen aus zyklisch unbelasteten und belasteten Balkenbereichen entnommen, sodass für die Untersuchungen jeweils acht Probekörper pro Verbundbalken verwendet wurden.

In allen Versuchen zeigte sich eine annähernd lineare Änderung der Masse und Höhe der Probekörper. Die Ausnahme stellen die zyklisch belasteten Probekörper da, welche zusätzlich einer CDF-Belastung unterzogen wurden. Hier wurde die auftretende Steigung mit zunehmender Versuchsdauer geringer.

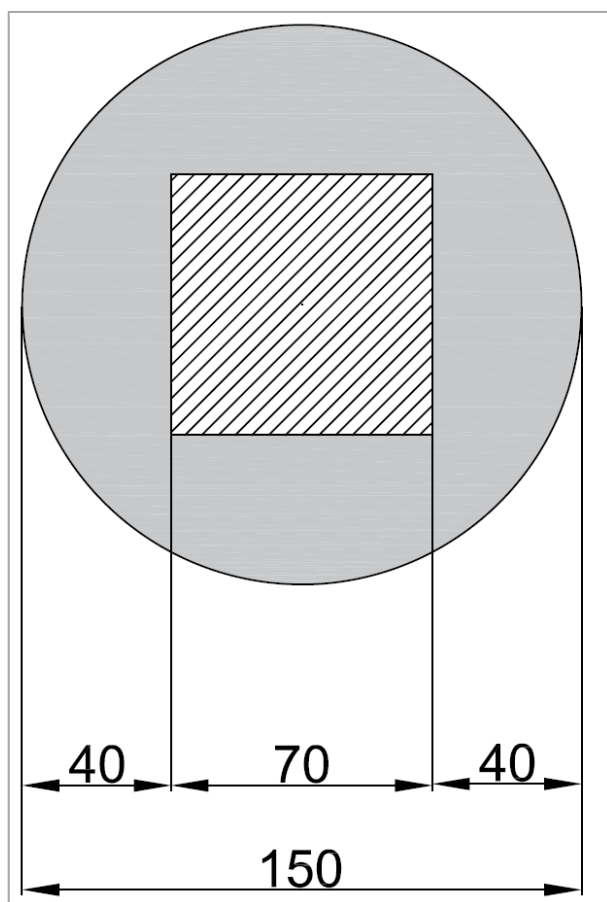


Bild 5 - 80: Präparation der Abrasions-Probekörper aus Bohrkernen

Die Oberflächenstruktur aller Probekörper waren nach den Abrasionsversuchen gleich (siehe Bild 5 - 81). Im Vergleich der nicht zyklisch vorbelasteten Probekörper zu den Abrasionsversuchen am unbewehrten Aufbeton (siehe Kapitel 5.7.1) stellte sich an den Probekörpern aus Verbundbalken ohne VBT mit 10,90 cm³/50 cm² Volumenverlust und 11,68 cm²/50 cm² Dickenverlust im Mittel ca. 5 % und 9 % höhere Werte ein. An Probekörpern mit VBT zeigte sich mit 3 % höherem Volumenverlust (10,67 cm³/50 cm²) und 12 % größerem Dickenverlust (12,07 cm²/50 cm²) eine ähnliche Veränderung. Bei zusätzlicher CDF Belastung stieg der Volumenverlust mit 12,72 cm³ / 50 cm² um 19 % und der Dickenverlust mit 12,09 cm² / 50 cm² um 12 % (siehe Tab. 5 - 51).

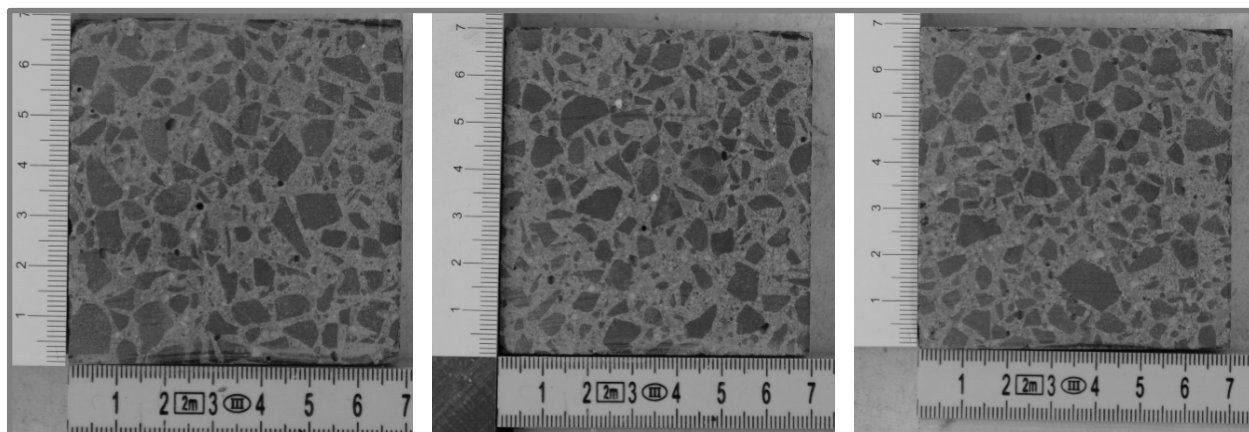


Bild 5 - 81: Probekörper nach Abrasionsversuchen, links – mit zyklischer Vorbelastung + CDF, Mitte – mit zyklischer Vorbelastung, rechts – ohne zyklische Vorbelastung.

Probekörper	Volumenverlust	Dickenverlust
	[cm ³ / 50 cm ²]	[cm ² / 50 cm ²]
MW ZB_02_50_2_000_0	10,90	11,68
MW ZB_02_50_2_000_0 + CDF	12,72	12,09
MW ZB_01_50_2_300_b	10,67	12,07
MW Aufbeton	10,31	10,62

Tab. 5 - 51: Abrasionsverlust mit und ohne zyklische Vorbelastung und CDF Belastung

Hinsichtlich des Abrasionswiderstands entspricht der Beton aus den Verbundbalken in etwa dem Aufbeton aus der Bestimmung der Festbetoneigenschaften (siehe Kapitel 5.7.1). Dabei konnten zwischen 3- 5 % Veränderung im Volumenverlust und 9- 12 % im Dickenverlust festgestellt werden. Durch eine zusätzliche CDF-Belastung konnte eine deutliche Verringerung des Abrasionswiderstands um 19 % festgestellt werden. Eine zyklische Belastung führte hier an Balken ohne und mit VBT zu einer 7 – 8 %-igen Verringerung des Abrasionswiderstands bzgl. des Volumenverlusts und -1% bis 8% bzgl. des Dickenverlusts. Bei der Kombination aus CDF- und zyklischer Belastung verändert sich der Volumenverlust nicht und der Dickenverlust nimmt um 9 % zu. Wie der unbelastete Beton (siehe Kapitel 5.7.1) kann auch der zyklisch belastete Beton der Verschleißwiderstandsklasse A12 nach DIN EN 13813:2003-01 zugeordnet werden. Eine Ausnahme stellt der Probekörper mit zusätzlicher CDF-Belastung dar. Durch die Einhaltung der geforderten Druckfestigkeitsklasse kann auch hier insgesamt von einem ausreichenden Verschleißwiderstand ausgegangen werden.

5.7.3 Veränderung der Rautiefe durch Frost-Tausalzbelastung

Neben der Veränderung der Rautiefe des Aufbetons durch Frost-Tausalzbelastung sollte hier die Beständigkeit der Verbundbalken gegen eine solche Belastung nach den zyklischen Versuchen im Vergleich zum unbelasteten Aufbeton bestimmt werden.

Dazu wurden aus einem Verbundbalken ohne Verbundtrennung mit 50 mm CRC Schicht und 2 Bewehrungslagen (ZB_02_50_2_000_O) exemplarisch entsprechend Bild 5 - 47 Bohrkerne mit 150 mm Durchmesser entnommen und diese auf 100 mm Gesamtlänge gekürzt.

Vor und nach der Frost-Tausalzbelastung wurden mit Hilfe des Sandflächenverfahrens nach DIN EN 13036-1:2010-10 (2010) die Rautiefen der Aufbetonschicht bestimmt. Da auf Grund der geringen Oberfläche erheblich von dem in der Norm vorgegeben Sandvolumen von 25 ml abgewichen werden musste, wurde zudem am intakten Verbundbalken die Rautiefe bestimmt. So konnten die Messwerte der Bohrkerne überprüft werden. Zusätzlich erfolgte die Bestimmung der Rautiefe über Lasermessung.

Die Frost-Tausalzbelastung wurde als CDF-Prüfung nach DIN CEN/TS 12390-9 (2006) durchgeführt.

Im Allgemeinen wurden sehr geringe Texturtiefen an den Probekörpern gemessen, da die Verbundbalken aus versuchstechnischen Gründen nicht mit Waschbetonoberfläche hergestellt wurden (vgl. Bild 5 - 82). Im Fokus stand die Änderung der Texturtiefe. Zum Vergleich wurde ein Probekörper mit 100 mm x 150 mm Fläche und Waschbetonoberfläche hergestellt, an dem eine mittlere Texturtiefe von 0,31 mm bestimmt wurde (siehe Tab. 5 - 52).

Die Referenzmessung mit dem Sandflächenverfahren am Verbundbalken ergab eine mittlere Texturtiefe von 0,04 mm, was eine in etwa 25 % geringere Texturtiefe als an den Bohrkerne ohne zyklische Belastung von 0,05 mm ergab. Nach der CDF Belastung vergrößerte sich die Texturtiefe an diesen Bohrkerne im Mittel um 14 % auf 0,06 mm. Mit zyklischer Belastung ergaben sich vor der CDF-Belastung eine Texturtiefe von 0,04 mm und danach eine Steigerung von 33 % auf 0,06 mm. Insgesamt sind die gemessenen Texturtiefen sehr gering. Die Texturtiefen sind Tab. 5 - 52 zu entnehmen.

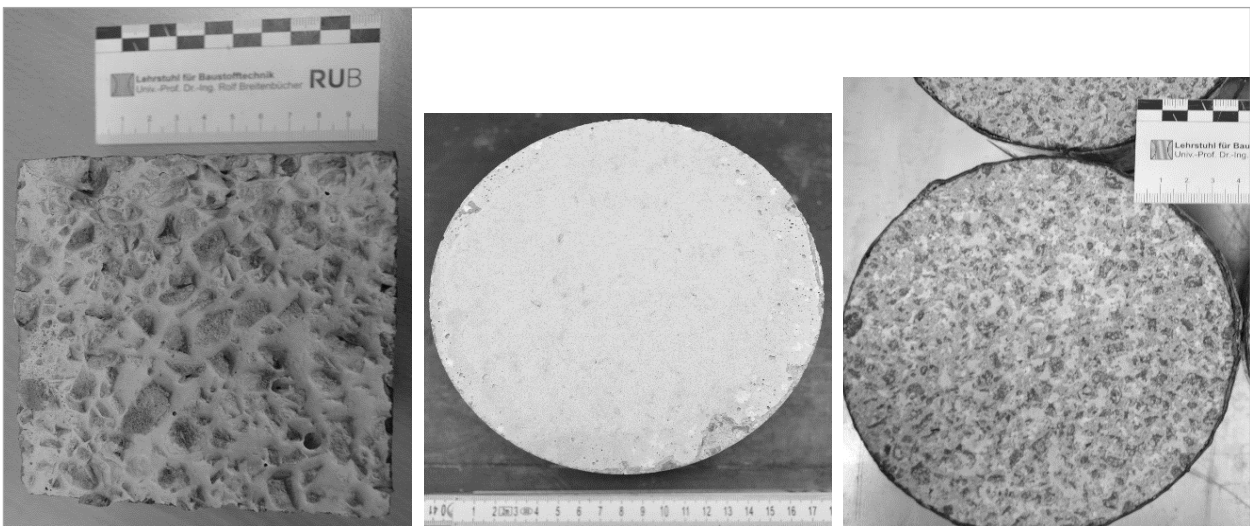


Bild 5 - 82: Oberflächentexturen CRC, links – Waschbetonoberfläche, Mitte – Verbundbalken, rechts – nach CDF-Belastung.

Probekörper	MTD Sandflächenverfahren	MTD Lasermessverfahren
	[mm]	[mm]
Waschbeton	0,31	1,94
Verbundbalken	0,04	_*
PK aus Verbundbalken ohne zyklische Belastung	0,05	0,32
PK aus Verbundbalken ohne zyklische Belastung + CDF	0,06	0,77
PK aus Verbundbalken mit zyklischer Belastung	0,04	0,14
PK aus Verbundbalken mit zyklischer Belastung + CDF	0,06	0,13
*Lasermessungen konnten nur an den kleinformatischen Probekörpern durchgeführt werden		

Tab. 5 - 52: Texturtiefen vor und nach zyklischer Belastung (Sandflächenverfahren, Lasermessverfahren)

Die Lasermessungen wurden pro Probekörper an zwei bis drei Messfeldern von 25 mm x 40 mm Größe durchgeführt. In Tab. 5 - 52 sind die Mittelwerte aller Messungen an einem Probekörper dargestellt. Der Vergleich mit den Lasermessungen zeigt, dass durch das Sandflächenverfahren durchgehend geringere mittlere Texturtiefen (MTD) bestimmt wurden (siehe Tab. 5 - 52). Diese Unterschiede sind vermutlich auf die geringe verwendete Sandmenge bei Sandflächenverfahren und die kleinen Versuchsfelder bei Lasermessverfahren zurückzuführen. Auch die Lasermessungen zeigen keine bis geringe Änderung der Texturtiefe durch die CDF-Belastung, wobei diese am nicht zyklisch belasteten Probekörper mit 0,45 mm deutlich ausgeprägt ist. Am zyklisch belasteten Probekörper beträgt Delta der Texturtiefe vor und nach der CDF-Belastung -0,01 mm.

Die Änderung der Texturtiefe ist auf die Abwitterung in Folge der Frost-Tausalz-Belastung zurückzuführen. Von den Bohrkernen ohne zyklische Vorbelastung witterten 508,82 g/m² und mit zyklischer Vorbelastung 765,08 g/m² ab. Während dies einer Steigerung der Abwitterung von 50 % infolge zyklischer Belastung entspricht, liegen beide bestimmten Mittelwerte weit unter der maximal zulässigen Abwitterung von 1500 g/m². Eine Veränderung des relativen dynamischen E-Moduls, als Kennwert für eine Mikrorissbildung, konnte nicht beobachtet werden.

Auf Grund der versuchstechnisch notwendigen Herstellung der Probekörper ohne Waschbetonoberfläche ergab sich eine sehr geringe Texturtiefe, die sich durch zyklische Belastung noch Frost-Tausalz-Belastung nur gering änderte. Im Zusammenspiel mit den Ergebnissen aus Kapitel 5.7.1 und 5.7.2 zeigt der verwendete Beton hier einen hohen Verschleißwiderstand.

Nach ZEMENT MERKBLATT STRAßENBAU S2 (2007) ist eine mittlere Texturtiefe der Betonoberflächen von 0,6 – 1,1 mm zu erreichen. An der untersuchten Waschbetonprobe wurde diese Tiefe mit dem Sandflächenverfahren unterschritten und die per Lasermessung ermittelte Tiefe überschreitet den oberen Grenzwert. Bei zukünftiger Verwendung des entwickelten CRC-Betons sollten daher der Oberflächenverzögerer und das Auswaschverfahren anhand einer Probefläche auf Ihre Wirksamkeit und die erreichbare Texturtiefe überprüft werden.

6 Zusammenfassung

Um sowohl die Anforderungen an Straßenbeton und die Verwendung des Betons mit Carbonbewehrung, sowie die vorgesehene dünne Schichtdicke von wenigen cm miteinander vereinen zu können, wurde ein herkömmlich im Straßenbau verwendeter Waschbeton modifiziert. Dieser war allein aus Lärmschutz- und Griffigkeitsgründen sinnvoll. Gewählt wurde ein Größtkorn von 8 mm. Um eine Durchdringung der Bewehrungslage zu gewährleisten und die Verarbeitung und insbesondere Verdichtung des Betons zu erleichtern wurde der Beton mit einer sehr weichen Konsistenz (Konsistenzklasse F4) hergestellt. Nach TL Beton-StB 07 war für den beschriebenen Beton im Mittel ein Luftporengehalt von mindestens 4,5 Vol.-% einzustellen. In Voruntersuchungen am Beton wurden alle Anforderungen an die Frisch- und Festbetoneigenschaften eingehalten.

Für die Bewehrung standen zunächst zwei mögliche Textilien zu Auswahl, die annähernd gleiche Verarbeitungseigenschaften zeigten. Auf Grund der Epoxidharztränkung war Textil A jedoch steifer als das Polystyrol getränkte Textil B. Für die im Rahmen dieses Projekts hergestellten Probekörper kam dieser Unterschied bei der Verarbeitung nicht zum Tragen. Für die Verarbeitung in situ kann sich eine höhere Steifigkeit positiv auf die Lagegenauigkeit des Textils im Beton auswirken. Grundsätzlich erlaubt die verwendete Maschenweite beider Textilien theoretisch die Betonage im Gießverfahren und Laminierverfahren, wobei hier nur Letzteres angewendet wurde. Die mit den Textilien bewehrten Probekörper zeigten in zentrischen Zugversuchen ähnliches allgemeines Rissbildungs- und Tragverhalten unabhängig vom Bewehrungsmaterial. Der wesentliche Unterschied zwischen beiden Bewehrungen war die Rissanzahl und deren Breiten. In den mit Textil A bewehrten Probekörpern bildete sich eine höhere Anzahl Risse aus, die zudem geringere Rissbreiten aufwiesen. Da die Begrenzung der Rissbreiten im Fugenbereich für die Instandsetzung von gefugten Betonfahrbahndecken, einer der entscheidenden Anforderungen ist und auf Grund der Voruntersuchungen ein ansonsten gleiches Materialverhalten der Instandsetzungsschicht zu erwarten ist, wurde für die weiteren Untersuchungen das Textil A als Bewehrung ausgewählt.

In weiteren zentrischen Zugversuchen wurde das Rissbildungsverhalten von mit Textil A bewehrten Probekörpern bei Variation der Bewehrungslagen und der Dicken der Probekörper untersucht. Mit Zunahme der Bewehrungslagen von einer auf zwei und der Bewehrungskörperdicke von 50 mm auf 70 mm nahmen neben den Rissbreiten auch die Rissanzahl zu. Insgesamt bildeten sich zwischen 8 und 13 Risse im 740 mm langen Prüfbereich aus, die im Mittel Breiten von 0,58 – 0,73 mm aufwiesen.

An gleich hergestellten Probekörpern wurde im 4-Punkt-Biegezugversuch festgestellt, dass die höchsten Spannungen in 50 mm dicken Probekörpern mit zwei Bewehrungslagen aufgenommen werden konnten. Die geringsten Spannungen wurden im 50 mm dicken Probekörper mit einer Bewehrungslage erreicht. Die Rissanzahl nahm mit Anzahl der Bewehrungslagen und der Probekörperdicke ab. Der maßgebende Versagensmechanismus war in allen Fällen das Reißen der Bewehrung, wobei teilweise auch Delaminationen auftraten. Das Versagen kündigte sich durch starke Durchbiegungen und die damit verbundene Rissbildung sowie das hörbare Reißen der Bewehrung an.

Zur weiteren Charakterisierung des Materialverhaltens wurden zudem orientierend Schwindversuche an zwei 500 mm x 500 mm x 50 mm großen zweilagig bewehrten Probekörpern durchgeführt. Der zeitliche Verlauf des Schwindens zeigte für beide Probekörper einen für unbewehrten Beton typischen Verlauf.

Nach den Voruntersuchungen an CRC-Schichten erfolgten an der RUB Versuche unter statischer und zyklischer Last an Verbundbalken bestehend aus unbewehrtem Unterbeton aus herkömmlichem Straßenbeton mit 22 mm Größtkorn und Aufbeton aus dem hier entwickelten CRC. Diese dienten der Untersuchung des Verbunds zwischen Auf- und Unterbeton. Der Unterbeton wurde dabei mit Waschbetonoberfläche hergestellt, um möglichst großer Verbundkräfte zwischen beiden Betonschichten zu provozieren. Es wurde auch der Einfluss einer Verbundtrennung (VBT) über der Dehnungsfuge auf das Trag- und Rissbildungsverhalten untersucht. Variiert wurden die Probekörper hinsichtlich der Breite der Verbundtrennung (0 mm, 150 mm und 300 mm auf jeder Fugenseite), dem Material (PE-Folie, Bitumenbeschichtung mit Alu-Kaschierung), der Schichtdicke der CRC-Schicht (50 mm, 70 mm) und der Anzahl an Bewehrungslagen (1 Lage, 2 Lagen).

Zunächst wurde in 4-Punkt-Biegezugversuchen das Verbundverhalten beider Schichten und das Materialverhalten des CRC unter statischer Last untersucht. Ausgewertet wurde hinsichtlich der entstehenden Rissbilder und Versagensmechanismen. Bei der Verwendung einer Verbundtrennung konnten die auftretenden

Rissbreiten in den Biegezugversuchen deutlich verringert werden. Die Rissanzahl hingegen veränderte sich nicht. Dabei wirkten sich breitere Verbundtrennungen kaum auf die Rissanzahl und nur geringfügig auf die Rissbreiten aus. Allerdings war ein negativer Einfluss auf die Tragfähigkeit sichtbar. In allen Fällen traten maximale Rissbreiten von 0,3 mm auf. Bei 150 mm Verbundtrennung beidseitig war die Tragfähigkeit vergleichbar mit der von Probekörpern ohne Verbundtrennung. Dabei zeigte sich kein Einfluss des verwendeten Verbundtrennungsmaterials. Zusätzlich stellte sich die Verwendung von zwei statt einer Bewehrungslage hier positiv hinsichtlich der Rissbildung und der Tragfähigkeit heraus. Ein Einfluss der CRC-Schichtdicke konnte nicht festgestellt werden. Das Reißen der Bewehrung stellte in den Versuchen immer den maßgebenden Versagensmechanismus dar. Teilweise traten Delaminationen zwischen Bewehrung und Matrix auf. Zum Auszug der Bewehrung kam es nicht. Die Verbundfuge blieb außerhalb der VBT-Bereiche intakt.

Die zyklischen Versuche wurden in 4-Punkt-Biegezugversuchen durchgeführt, um die Gebrauchslast in situ zu simulieren. Dabei war der Unterbeton, durch die Einlage von 20 mm breiten XPS-Streifen, mit einer Dehnungsfuge in Balkenmitte ausgebildet. Diese wurde mit zwei Straßenbaudübeln zusammengehalten, um den Aufbau einer Betonfahrbahndecke in situ zu simulieren. Gewählt wurde eine Oberspannung von $\sigma_o = 3,40 \text{ N/mm}^2$ und eine Unterspannung $\sigma_u \approx 2,2 \text{ N/mm}^2$, was einem Ausnutzungsgrad des Carbonbetons von 61 % entspricht. Die Verbundbalken wurden 5 Millionen Belastungszyklen unterzogen. In regelmäßigen Intervallen wurden dabei Ultraschallmessungen durchgeführt, um die Auswirkung der zyklischen Belastung auf das Gefüge des Betons zu bestimmen. Im Fokus standen dabei die Untersuchung des Verbundverhaltens von Unter- und Carbonbeton unter zyklischer Belastung, sowie das Rissüberbrückungsvermögen der Carbonbetonschicht. Hinsichtlich des auftretenden Rissbilds kann zusammengefasst werden, dass mit zunehmender Breite der Verbundtrennung die Rissanzahl steigt, wobei die Rissbreite nahezu unverändert bleibt. Es traten zwischen 1 und 3 Risse pro Balken auf, die zumeist innerhalb des Bereichs lagen in dem der Verbund von Auf- und Unterbeton getrennt wurde. Die Anzahl der Bewehrungslagen und die Schichtdicke der CRC-Schicht wirkten sich hingegen auf die Rissbreiten, nicht aber auf die Rissanzahl aus. Rissbreiten von 0,1 – 0,3 mm wurden gemessen. Es zeigt sich außerdem, dass im Vergleich der hier gewählten Schichtdicken eine CRC-Schicht von 70 mm Dicke im Vergleich zu 50 mm Dicke eine so geringe positive Auswirkung auf die auftretenden Rissbreiten hatte, dass die geringere Schichtdicke ausreichend war.

Für die Ultraschallmessungen kann festgehalten werden, dass im Mittel außerhalb der Rissbereich der relative dynamische E-Modul (RDEM) auf 89 % und in den Rissbereich auf 52 % des Ausgangswertes vor Belastung fiel. Außerhalb der Risse entsprach dies in etwa Messwerten die bereits in vorangegangenen eigenen Projekten für Straßenbeton unter zyklischer Belastung gemessen wurden. Eine Korrelation zwischen auftretenden Rissbreiten und RDEM konnte nicht festgestellt werden. Unterschiedliche Einflüsse auf den RDEM und somit auf das Gefüge aus der Ausbildung der CRC-Schichten waren im Allgemeinen nicht erkennbar. Ausnahme stellt der Vergleich der CRC-Schichtdicken innerhalb der Rissbereich dar. Hier wiesen die 13 % niedrigeren Messwerte auf eine größere Schädigung bei der dickeren Schicht von 70 mm hin. Darüber hinaus trat bei 300 mm breiter VBT aus PE-Folie eine Verringerung des RDEM im Vergleich zu den anderen Breiten und Material von 14 – 15 % auf. Die Aufzeichnung der Dehnungen in Balkenmitte mittels Dehnmessstreifen zeigte, dass die Risse in den ersten 10.000 Belastungszyklen auftraten. Die Rissbreiten von maximal 0,3 mm konnten hier bestätigt werden. Bildeten sich keine Risse unter den DMS, dann wurden Dehnungen bzw. Stauchungen von maximal 680 $\mu\text{m/m}$ aufgezeichnet.

Im Anschluss an die zyklische Belastung wurde aus den belasteten Balkenmitten und den wenig bis gar nicht belasteten Balkenrändern Bohrkern für Begleituntersuchungen (Scherversuche, Zugversuche) entnommen. An den Balken mit Verbundtrennung, wurden die Entnahmestellen unmittelbar neben dem Verbundtrennungsbereich festgelegt. Ziel war die Bestimmung des Verbundverhaltens von Unter- und carbonbewehrtem Aufbeton in belasteten und unbelasteten Balkenbereichen und somit die Erfassung der charakteristischen Verbundeigenschaften. In den Scherversuchen traten mit Zunahme der Verbundtrennungsbreite geringere Schädigungen der Verbundfuge auf, wobei bei Bitumenbeschichtung als Verbundtrennungsmaterial dieser Effekt hier erst ab einer Breite von 300 mm auftrat. Mit den hier verwendeten Bewehrungslagen und Schichtdicken, konnte kein Einfluss dieser auf den Verbund von Unter- und Aufbeton festgestellt werden. In den zentrischen Zugversuchen konnte als Schwachstelle hinsichtlich der Zugfestigkeit für Balkenbereiche mit und ohne zyklische Vorbelastung der Unterbeton festgestellt werden. Auch wenn die Verbundfuge durch die zyklische Vorbelastung eine Schädigung erfahren haben sollten, wie es u.a. die

Scherversuche andeuten war diese hinsichtlich der Zugtragfähigkeit senkrecht zur Verbundfuge nicht maßgebend. Insgesamt konnte der Anforderungswert an die mittlere Zugfestigkeit von $1,5 \text{ N/mm}^2$ aus der Instandsetzungsrichtlinie eingehalten werden.

An der TU Dresden wurde das Zugverhalten von Probekörpern aus CRC mit den o.g. Bewehrungen untersucht. Diese Probekörper waren zweilagig bewehrt und bestanden aus dem gleichen Beton, wie er im übrigen Projekt eingesetzt wurde. Durch die Prüfung unter statischen und zyklischen Lasten sollte insbesondere die Rissbildung und die Risseigenschaften untersucht werden. Insbesondere die zyklischen Belastungen sollten in diesen Versuchen genauer betrachtet werden. Um Aussagen über den Einfluss der Umgebungstemperatur treffen zu können, wurden zudem die einzelnen Probekörper unter verschiedenen Temperaturen untersucht. Abschließend kann eine Aussage über die Rissverteilung und der Rissbreiten von Carbonbeton getroffen werden. Die untersuchten statischen Probekörper wiesen unabhängig von der Probekörperlänge ein gleichmäßig verteiltes und feines Rissbild auf. Es konnte außerdem nachgewiesen werden, dass die Temperatur im Bereich von -20 bis 60°C keinen Einfluss auf die Rissverteilung im Carbonbeton hatte. Diese Aussage kann allerdings nur für bei diesen Versuchen verwendete Bewehrung getroffen werden. Die Rissbreite der statischen Versuchskörper betrug im Mittel rund $0,63 \text{ mm}$. Die exakten mittleren Rissweiten können den einzelnen Tabellen entnommen werden. Die ermittelten Spannung-Dehnungs-Kurven ergaben einen für Carbonbeton typischen Verlauf. Alle statisch untersuchten Probekörper versagten bei einer ähnlichen Bruchlast ohne Vorankündigung. Die untersuchten zyklischen Probekörper ließen eine Aussage über der Steifigkeitsentwicklung von Carbonbeton zu. Dabei konnte, anhand der aufgenommenen Kurven, zu Beginn, eine überproportionale Abnahme der Steifigkeit und eine überproportionale Zunahme der Dehnung festgestellt werden. Beide Kurven nähern sich mit steigender Lastzyklen einem linearen Verlauf an. Aufgrund der Ergebnisse kann die Aussage getroffen werden, dass die Steifigkeit und die Dehnung von Carbonbeton nach einer anfänglichen Abnahme konstant bleibt. Die Bruchlast der zyklischen Dehnkörper liegt über denen der statischen Probekörper.

Die an der TUD und RUB durchgeführten zentrischen Zugversuche wurden hinsichtlich ihrer Vergleichbarkeit betrachtet. Insgesamt traten in den Versuchen der TUD weniger Risse auf, die dabei größere Rissbreiten aufwiesen und bei geringeren Garnzugspannungen auftraten. Diese als gering einzuschätzenden Unterschiede sind mit großer Wahrscheinlichkeit der unterschiedlichen Ausbildung der Probekörper, aber vor allem den unterschiedlichen Versuchsständen geschuldet. Die aufgetretenen Unterschiede in der Rissbildung waren gering genug, sodass von einem vergleichbaren Materialverhalten in allen Versuchen ausgegangen werden kann.

Zur weiteren Charakterisierung des Materialverhaltens, insbesondere nach zyklischer Belastung, wurden an der RUB neben Untersuchungen zum Aufnahmeverhalten von Wasser und Tausalzlösungen auch der Abrasionswiderstand und die Änderung der Rautiefe des Aufbetons untersucht.

Die Wasseraufnahme wurde dabei mittels Karsten-Röhrchen sowohl an den Verbundbalken in belasteten und unbelasteten Balkenbereiche, als auch an Bohrkernen von 150 mm Durchmesser bestimmt. Letztere dienten vor allem der Bestimmung der Wassereindringtiefe. Insgesamt zeigte sich, dass die hier aufgebrachte zyklische Belastung und daraus resultierende Schädigungen des Betongefüges insgesamt zu einer Erhöhung der Wasseraufnahme zwischen 9% und 31% im Vergleich von unbelasteten Randbereichen und der belasteten Balkenmitte führten. Der Einfluss der verwendeten Bewehrungslagen war dabei mit 5% gering. Die Erhöhung der CRC-Schichtdicke von 50 mm auf 70 mm bewirkte eine Reduktion um 10% . Da für beide verwendeten Materialien mit 150 mm breiter Verbundtrennung die Differenz der Wasseraufnahme zunächst im Vergleich zu Balken ohne Verbundtrennung sank und für 300 mm wieder zunahm, war der Einfluss der VBT-Breite hier nicht eindeutig zu bestimmen. Generell konnten aber eine Reduzierung der Wasseraufnahme von $3-20 \%$ erreicht werden. Die Bestimmung der Wassereindringtiefe an Bohrkernen zeigte, dass in den Versuchen mit den Karsten-Röhrchen das Wasser im Mittel mindestens $7,7 \text{ mm}$ in den Beton eindrang und im Bereich der Makrorisse mit wesentlich höheren Eindringtiefen gerechnet werden muss. Hier wurde die Eindringtiefe um das $2,5$ -fache erhöht, da allerdings nur ein Versuch durchgeführt wurde, kann hier keine quantitative Aussage getroffen werden.

Das Eindringverhalten von Tausalzlösungen bzw. Chloridlösungen wurde an Bohrkernen von 150 mm Durchmesser, ebenfalls aus unbelasteten und belasteten Bereichen der Verbundbalken, untersucht. Hinsichtlich dem Eindringverhalten von Tausalzlösungen kann festgehalten werden, dass alle Bohrkern ähnliche Mengen an Prüfflüssigkeit über kapillares Saugen aufnahmen und die Lösung gleichmäßig in den

Beton eindrang. In belasteten und unbelasteten Balkenbereichen drang die Prüflösung dabei bis in den Unterbeton vor. In den Versuchen wurde durch die Trocknung der Bohrkerne bis zur Massenkonstanz der ungünstigste Fall geschaffen, mit dem auf der sicheren Seite liegend auch in situ zu rechnen ist. Es besteht also die Möglichkeit, dass Chloridlösungen in die Fuge des Unterbetons eindringen können, was hier die maßgebende Schädigung begünstigende Situation darstellt. Allein um dies zu verhindern, empfiehlt sich die Verwendung einer dauerhaft flüssigkeitsdichten Verbundtrennung. Zwar sind beide verwendeten Verbundtrennungsmaterialien flüssigkeitsdicht, ob sich diese Eigenschaft auf Dauer unter Umwelteinflüssen verändert, wurde jedoch nicht untersucht. Bei Verwendung der kaschierten Bitumenbeschichtung ist zu dem auf Grund der verfügbaren Breiten eine Fuge in der Verbundtrennung notwendig. Dass Flüssigkeiten in den Randbereichen der Verbundtrennung unter diese und bis zur Fuge im Unterbeton laufen können, erscheint höchst unwahrscheinlich, wurde hier aber nicht untersucht.

Der Abrasionswiderstand wurde sowohl an eigens hergestellten Probekörpern als auch an Bohrkernen aus den Verbundbalken mittels Verschleißversuch nach Böhme untersucht. An den eigens hergestellten Probekörpern ergab sich ein Dickenverlust $\Delta l = 2,12$ mm und einen Volumenverlust von $\Delta V = 10,39$ cm³ je 50 cm² und wies somit einen mittleren Verschleißwiderstand auf. Der Beton aus den Verbundbalken entspricht in etwa dem Aufbeton aus der Bestimmung der Festbetoneigenschaften. Dabei konnten zwischen 3- 5 % Veränderung im Volumenverlust und 9- 12 % im Dickenverlust festgestellt werden. Durch eine zusätzliche CDF-Belastung konnte eine deutliche Verringerung des Abrasionswiderstands um 19 % festgestellt werden. Eine zyklische Belastung führte hier an Balken ohne und mit VBT zu einer 7 – 8 %igen Verringerung des Abrasionswiderstandes bzgl. des Volumenverlustes und -1% bis 8% bzgl. des Dickenverlustes. Bei der Kombination aus CDF- und zyklischer Belastung verändert sich der Volumenverlust nicht und der Dickenverlust nimmt um 9 % zu. Insgesamt konnten auch an den zyklisch belasteten Probekörpern mit und ohne zusätzlicher CDF-Belastung ein mittlerer Verschleißwiderstand gezeigt werden.

Die Änderung der Texturtiefe wurde mittels Sandflächenverfahren und Lasermessungen, sowohl an den Verbundbalken, an Bohrkernen als auch an eigens hergestellten Probekörpern untersucht. Auf Grund der für die Versuche an Verbundkörpern notwendigen Herstellung der Probekörper ohne Waschbetonoberfläche ergab sich an fast allen untersuchten Probekörpern mittels Sandflächenverfahren eine sehr geringe Texturtiefe von weniger als 0,2 mm, die sich durch zyklische Belastung noch Frost-Tausalz-Belastung nur gering änderte. An Probekörpern mit Waschbetonoberfläche wurde je nach Messverfahren die geforderte Texturtiefe von 0,6 – 1,1 mm unter- oder überschritten. Bei zukünftiger Verwendung des entwickelten CRC-Betons sollten daher der Oberflächenverzögerer und das Auswaschverfahren anhand einer Probefläche auf Ihre Wirksamkeit und die erreichbare Texturtiefe überprüft werden.

Im durchgeführten Forschungsprojekt konnte unter Vorbehalt die Eignung einer CRC-Schicht als Oberfläche von Betonfahrbahndecken festgestellt werden. Wie eine solche CRC-Schicht basierend auf den hier erzielten Ergebnissen in der Praxis umgesetzt werden könnte kann dem Kapitel 8 entnommen werden.

7 Aussicht

In diesem Projekt konnten die Grundlagen für CRC-Schichten als Oberbeton im Betonfahrbahndecken geschaffen bzw. weiterentwickelt werden. Dabei standen vor allem Untersuchungen der Rissbildung am Carbonbeton und Verbundversuchen am System aus Unterbeton und CRC-Aufbeton unter Biegezug im Fokus. Reine Druck- und Zugbelastungen sowie Biegedruck wurden am System und auch teilweise am Carbonbeton noch nicht untersucht. Insbesondere die Drucktragfähigkeit des Systems stellt bei Anwendung im Straßenbau eine nicht zu vernachlässigende Variable dar. Diese weiteren Untersuchungen sind als integraler Bestandteil eines praxisrelevanten Instandsetzungskonzepts anzusehen. Neben der Validierung der Versuchsergebnisse ist eine Prüfung des Instandsetzungskonzepts auf Praxistauglichkeit in Form von Teststrecken unabdingbar.

8 Beschreibung der technischen Realisierung in der Praxis (AP 5)

Die nachfolgende Beschreibung der technischen Realisierung in der Praxis für einen textillbewehrten Oberbeton (CRC-Schicht) als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen basiert auf den im Rahmen dieses Forschungsprojekts durchgeführten Recherchen und Untersuchungen und vorangegangenen Erfahrungen. Es ist anzumerken, dass bisher nur Laboruntersuchungen durchgeführt wurden, die mit einer Kombination von Beton und Carbonbewehrung durchgeführt wurden. Die folgenden, die CRC-Schicht betreffenden, Aussagen sind nur für die hier untersuchte Kombination gültig. Dies ist begründet in den u.U. unterschiedlichen Riss- und Tragfähigkeitseigenschaften unterschiedlicher Kombinationen aus Beton und Bewehrung. Außerdem beruhen die Erkenntnisse auf einer vergleichsweise geringen Anzahl an Versuchen. Zudem stehen Praxistests noch aus. Diese Beschreibung ist daher unter Vorbehalt zu betrachten.

Untergrund

Als Untergrund für eine CRC-Schicht als Oberfläche für Betonfahrbahnen sind grundsätzlich alle Betone geeignet, die den Anforderungen der TL Beton StB 07 genügen. Diese müssen dabei ausreichend tragfähig, frei von Rissen und Ausbrüchen sein. Soll auf eine bestehende Betonfahrbahndecke betoniert werden, so müssen ggf. beschädigte oberflächennahe Betonschichten abgefräst oder durch Höchstdruckwasserstrahlen entfernt werden. Bei der Neuherstellung des Unterbetons ist zusätzlich die Herstellung einer Waschbetonoberfläche möglich. Die entstehende Oberfläche muss eine Rautiefe von min. 1 mm aufweisen, um einen ausreichenden Verbund zwischen Untergrund und CRC-Schicht zu gewährleisten. Daneben sind zu große Rautiefen (ca. > 10 mm) zu vermeiden, da bei der Aufbetonage der CRC-Schicht in Abhängigkeit des Größtkorns und der rheologischen Eigenschaften der Zementmatrix es zu Störungen der Verbundfuge durch Lufteinschlüsse kommen kann.

Vor Aufbetonage der CRC-Schicht ist der Untergrund von Verunreinigungen, wie Gesteinskörnungs- oder Betonresten aus der Untergrundvorbereitung, zu befreien. Zusätzlich sollte kein Wasser auf dem Untergrund aufstehen (z. B. Pfützen), um die Veränderungen der rheologischen und Festbetoneigenschaften des CRC in Nähe der Verbundfuge zu vermeiden. Eine leicht feuchte Oberfläche ist akzeptierbar.

Die im Unterbeton vorhandenen Dehnungsfugen können bestehen bleiben, bzw. sind im Falle der Neuherstellung des Unterbetons auf die im Straßenbau übliche Art zu Fräsen. Sofern Fugenprofile bzw. -füllungen vorhanden sind, können diese bestehen bleiben. Auch in den Fugen sollte bei der Betonage der CRC-Schicht kein Wasser stehen.

CRC-Schicht

Die nachfolgenden Ausführungen basieren auf Untersuchungen einer spezifischen Beton-Bewehrungskombination (siehe Kapitel 4.1 und 4.2). Sollen andere Kombinationen verwendet werden, sind diese zuvor Laboruntersuchungen zur Bestimmung des Rissbildungs- und Tragverhaltens zu unterziehen. Dazu gehören mindestens zentrische Zugversuche wie in Kapitel 5.4 beschrieben und Biegezugversuche nach Kapitel 5.3, deren Umfang zweckmäßig zu wählen ist.

Die CRC-Schicht sollte eine Mindestdicke von 50 mm aufweisen. Eine maximale Schichtdicke kann nicht angegeben werden. Sollten im Falle von Instandsetzungsmaßnahmen aber Schichtdicken über 100 mm erforderlich sein, ist zu prüfen, ob ggf. andere Instandsetzungsverfahren sinnvoller sind.

Als **Beton** für die CRC-Schicht ist grundsätzlich jeder Straßenbeton geeignet, der den Anforderungen der TL Beton-StB 07 entspricht. Aus Lärmschutz- und Griffigkeitsgründen empfiehlt sich die Herstellung eines Waschbetons. Da das Größtkorn auf die Maschenweite der verwendeten Bewehrung abzustimmen ist, ergibt sich allein auf Grund der aktuell am Markt verfügbaren Bewehrungsgelege ein Größtkorn von max. 8 mm. Dabei muss die Maschenweite der Bewehrung min. dem dreifachen Durchmesser des Größtkorns entsprechen.

Es sei darauf hingewiesen, dass das Größtkorn das Rissbildungs- und Materialverhalten des CRC massiv beeinflussen kann. Zum Zeitpunkt dieses Berichts liegt den Autoren keine veröffentlichte Forschung vor, die das Materialverhalten von CRC mit einem Größtkorn größer 8 mm untersucht.

Es empfiehlt sich den Beton auf eine Konsistenz von min. F4 einzustellen, um einer ausreichende Umschliessung der Bewehrung zu gewährleisten. Bei der Verwendung von steiferen Konsistenzen wird empfohlen dies vorab an Testkörpern zu überprüfen. Es gilt die Konsistenz auch auf das Herstellungsverfahren abzustimmen.

Für die **Bewehrung** kann im Allgemeinen jede textile Bewehrung verwendet werden, die einen ausreichenden Korrosionswiderstand aufweist und als Gelege als Matten- oder Rollenware verfügbar ist. Besonders geeignet ist daher Carbonbewehrung. Mit dieser ist die CRC-Schicht zweilagig zu bewehren. Eine höhere Anzahl an Bewehrungslagen ist grundsätzlich möglich, bot nach den bisherigen Erfahrungen allerdings keine signifikanten Vorteile bezogen auf die Materialeigenschaften der CRC-Schicht. Werden Bewehrungsmatten verarbeitet, so sollten diese an Stößen auf der sicheren Seite liegend min. 400 mm überlappt werden und nicht über Dehnungsfugen im Unterbeton gestoßen werden. Die Steifigkeit und Lieferform der Bewehrung müssen an das Herstellungsverfahren der CRC-Schicht angepasst werden (s.u.).

Um die Bildung von möglichst vielen Rissen mit möglichst kleinen Rissbreiten über der Dehnungsfuge im Altbeton zu provozieren und Eindringen von flüssigen Medien oder Fremdstoffen in die Dehnungsfuge über Risse zu vermeiden, ist eine **Verbundtrennung** (VBT) zwischen Unterbeton und CRC-Schicht zu verwenden. Diese sollte auf jeder Seite der Dehnungsfuge min. 150 mm und insgesamt min. 300 mm breit sein. Um unter Druckbelastung ein Ausknicken möglichst zu vermeiden, empfiehlt es sich die Verbundtrennung darüber hinaus so kurz wie möglich zu halten. Zu diesem Sachverhalt liegen aber bisher keine Untersuchungen vor.

Als Material kann jedes unter im Straßenbau üblichen Umwelteinflüssen (Tausalz, Wasser, Hitze, Kälte, etc.) dauerhaft beständige Material verwendet werden, welches den Verbund zwischen Unterbeton und CRC verhindert. Dies ist im Allgemeinen gegeben, wenn das Material an min. einer Seite so beschaffen ist, dass es keinen Verbund mit Frischbeton eingeht.

Dies können z. B. ausreichend dicke PE-Folien sein. Bisher wurde mit einer 0,3 mm dicken Folie gearbeitet. Auch Bitumenbeschichtungen mit Aluminiumkaschierung sind geeignet. Der Vorteil daran ist, dass die VBT selbständig am Unterbeton haftet. Ist dies nicht gegeben, muss sie ggf. punktuell über Klebstoff oder anderweitig gegen verrutschen gesichert werden. Ist das Material nicht in ausreichenden Abmessungen erhältlich, um den gesamten VBT-Bereich abzudecken, sind Stöße zu überlappen und nicht über Dehnungsfugen anzuordnen.

Für die Betonage der CRC-Schicht kommen folgende **Herstellungsverfahren** in Frage. Bisher wurde in Laborversuchen das Laminierverfahren verwendet, welches basierend auf den bisherigen Erkenntnissen auch für Anwendung in situ empfohlen wird. Nach dem Einbau jeder Betonlage ist diese zu Verdichten und die Bewehrung nach dem Auflegen anzudrücken, um sie in der Lage zu fixieren. Wird von Hand gearbeitet, ist dieses Verfahren eher für kurze instand zusetzende Strecken geeignet. Die Bewehrung kann dabei in Mattenform, aber auch als Rollenware verarbeitet werden. Theoretisch ist auf größeren Strecken so auch eine Verarbeitung mit Gleitschalungsfertigern möglich, benötigt aber ggf. Anpassungen der Maschinen (z. B. Vorrichtung zur Aufnahme und Abwicklung der Bewehrung). Dann sind insbesondere auch die rheologischen Eigenschaften des Betons anzupassen. Des Weiteren ist die Herstellung im Gießverfahren denkbar. Dann muss eine so steife Bewehrung gewählt werden (z. B. mit Epoxidharzbeschichtung), dass diese sich unter der Last des eingefüllten Betons nicht verformt bzw. aus ihrer Lage bewegt wird. Die Bewehrungslagen sind untereinander über geeignete Abstandhalter zu fixieren und über eine geeignete Methode gegen Aufschwimmen zu sichern. Im Zweifel ist dies vorab an geeigneten Testkörpern zu prüfen.

Literatur

- ARS NR. 28/2012: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau, Bonn: Bundesminister für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- ARS NR. 5/2006: Allgemeines Rundschreiben Straßenbau, Bonn: Bundesminister für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung.
- BANHOLZER, B. (2004): Bond Behaviour Of A Multi-Filament Yarn Embedded In A Cementitious Matrix (Dissertation). Aachen: Rheinische-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- BANHOLZER, B / BRAMESHUBER (2001): Eine Methode zur Beschreibung des Verbundes zwischen Faser und zementgebundener Matrix. Berlin. In: Beton- und Stahlbetonbau 96, o.J.
- M BEB (2009): Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..
- BIRMANN, D. (1992): Langzeitverhalten von Betondecken. Bonn. In: Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, 43. Jahrgang, Heft 4/1992, S. 211-215.
- BLAB, R. (2005): Einflussgrößen bei der Bemessung hochbelasteter Betonstraßen. Wien: Österreichische Betonstraßentagung 2005.
- BRAMESHUBER, W. (2006): Textile Reinforced Concrete. State-of-the-Art Report of RILEM Technical Committee 201-TRC.: RILEM Publications S.A.R.L..
- BRAMESHUBER, W. / HINZEN, M. (2011): Tragverhalten von Textilbeton mit Kurzfasern. Berlin: ohne Angabe.
- BREITENBÜCHER, R. (2015): Instandsetzung von Fahrbahnen mit Beton. 19. Internationale Baustofftagung. Weimar: ohne Angabe, S. 281 - 292.
- BREITENBÜCHER, R. / BUCKENHÜSKES, F / RADENBERG, M. / TWER, D. (2018): Bestimmung von Kenndaten zur sicheren Charakterisierung von Fugenvergussmassen, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 08.0228/2013/BRB. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
- BREITENBÜCHER, R. / COKOVIK, A. / FISCHER, A. (2015): Instandsetzung von Betonfahrbahndecken mit dünn-schichtigem Aufbeton, Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 08.218/2012/IGB. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
- BREITENBÜCHER, R. / IBUK H. (2006): Experimentally Based Investigations on the Degradation-Process of Concrete Under Cyclic Coad. Ohne Ort. In: Materials & Structures.
- BREITENBÜCHER, R. / KUNZ, S. (2014): Betonfahrbahndecken unter zyklischer Verkehrsbelastung - Auswirkungen auf den Werkstoff. In: Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, 65. Jahrgang, Ausgabe 6/2014, S. 441 - 447.
- BREITENBÜCHER, R. / NEUMANN, J. (2020): Verbundvorhaben C3-V4.12: Instandsetzung von geschädigten Betonfahrbahndecken mit Carbonbeton; Teilprojekt V4.12-I: Verbundverhalten unter Ermüdungsbeanspruchung. Schlussbericht, FKZ 03ZZ0352A, Hannover: Technische Informationsbibliothek (TIB).
- BREITENBÜCHER, R. / SCHIEßL, P. / STARK, J. (2012): 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.
- BREITENBÜCHER, R. / SCHULTE-SCHREPPING, C. (2019): Verbundvorhaben C3-V I.6: Brückenkappen mit Carbonbewehrung; Teilprojekt VI.6-I: Überprüfung des Verbundverhaltens am Verbundkörper. Schlussbericht, FKZ 03ZZ0376A, Hannover: Technische Informationsbibliothek (TIB).

- BREITENBÜCHER, R. / SIEVERING, C. (2012): Externe Alkalizufuhr in zyklisch beanspruchtem Beton und deren Folgen für eine AKR". In: Ibausil, 18. Internationale Baustofftagung. Weimar: S. 1-223 - 1-234.
- BROCKMANN, G. (1973): Arbeitsfugen in Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau, Heft 3/1973, S. 65-69.
- BRUCKERMANN, O. (2007): Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von textildbewehrtem Beton (Dissertation). Aachen: Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (2012): BAW-Merkblatt „Chlorideindringwiderstand von Beton (MCL)“. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.
- BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU (2019): BAW-Merkblatt „Flächige Instandsetzung von Wasserbauwerken mit textildbewehrten Mörtel- und Betonschichten“, Entwurf 28.01.2019. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau.
- CURBACH, M. ET AL. (1998): Sachstandbericht zum Einsatz von Textilien im Massivbau. Ohne Ort: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Heft 488. Beuth Verlag.
- CURBACH, M. / Cherif, C.(2017):. Sparsam, schonend, schön - das faszinierende Material Carbonbeton. Ohne Ort. In: Technik in Bayern - Nachrichten aus Technik, Naturwissenschaft und Wirtschaft, Ausgabe 2 2017, S. 6- 7.
- CURBACH, M. / ORTLEPP, R. (2011): Textilbeton in Theorie und Praxis. Dresden. In: Tagungsband zum 6. Kolloquium zu textildbewehrten Tragwerken (CTRS6).
- DAfStb WASSERGEFÄHRDENDE STOFFE (2011): Betonbau beim Umgang mit wassergefährdenden Stoffen (BUmwS). Berlin und Köln: Beuth Verlag, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) (Hrsg.).
- DAfStb INSTANDSETZUNGSRICHTLINIE (2001): Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie) (RL-SIB). Berlin und Köln: Beuth Verlag, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) (Hrsg.).
- DANIELS, H. (1945): The Statistical Theory of the Strength of Bundles of Threads. In: Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences., Ausgabe Nr. 995, S. 405 - 435.
- DIN 52108:2010-05: Prüfung anorganischer nichtmetallischer Werkstoffe – Verschleißprüfung mit der Schleifscheibe nach Böhme – Schleifscheiben Verfahren.
- DIN CEN/TS 12390-9:2006-08: Prüfung von Festbeton – Teil 9: Frost- und Frost-tausalz-Widerstand – Abwitterung; Deutsche Fassung CEN/TS 12390-9:2006.
- DIN EN 13036-1:2010-10: Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen – Prüfverfahren – Teil 1: Messung der Makrotexturtiefe der Fahrbahnoberfläche mit Hilfe eines volumetrischen Verfahrens; Deutsche Fassung EN 13036-1:2010.
- DIN EN 13813:2003-01: Estrichmörtel, Estrichmassen und Estriche - Estrich-mörtel und Estrichmassen - Eigenschaften und Anforderungen; Deutsche Fassung EN 13813.
- DIN EN 13880-13:2009: Heiß verarbeitbare Fugenmassen - Teil 13: Prüfverfahren zur Bestimmung des Dehn- und Haftvermögens bei diskontinuierlicher Dehnung.
- DIN EN 14166-1:2004: Fugeneinlagen und Fugenmassen – Teil 1: Anforderungen an heiß verarbeitbare Fugenmassen.
- DIN EN 14488-4:2008: Teil 4: Haffestigkeit an Bohrkernen bei zentrischem Zug.
- DIN EN 1992-1-1:2011-01: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- 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.

- DIN EN 206: 2017-01: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität.
- EHRENSTEIN, G. (2006): Faserverbund-Kunststoffe - Werkstoffe - Verarbeitung - Eigenschaften, 2. völlig überarbeitete Auflage. München: Carl Hanser Verlag.
- EHRlich, N. / HERSEL, O. (2010): Straßenbau heute - Betondecken. Erkrath: Bau+Technik GmbH.
- EID, J. / FREUDENSTEIN, S. (2012): Whitetopping - Eprobungsstrecke im Zuge einer Erneuerung. Bonn. In: Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, 63. Jahrgang, Ausgabe 6/2012.
- EID, J. (2012): Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping) (Dissertation). München: Technische Universität München.
- EISENMANN, J. / LEYKAUF, G. (2003): Betonfahrbahnen, 2. Auflage. München: Ernst & Sohn Verlag.
- FOOS, S. (2006): Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen (Dissertation). Karlsruhe: Universität Fridericana zu Karlsruhe (TH)
- FRENZEL, M. / LIEBHOLDT, M. / CURBACH, M. (2014). Leicht Bauen mit Beton: Balkonplatten mit Carbonbewehrung. In: Beton- und Stahlbetonbau 109, Ernst & Sohn Verlag (Heft 9).
- GLOWANIA, M / WEICHOLD, O. ET AL. (2009): Neue Beschichtungsverfahren für PVA-Zement-Composite in textilbewehrtem Beton. Textile Reinforced Structures. Dresden. In: Proceedings of the 4th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS4) und zur 1. Anwendertagung.
- GUERICKE, R. (2011): Zwangsspannungen und Eigenspannungen in Betonfahrbahndecken im Verlauf der Erhärtung. Bonn. In: Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, 62. Jahrgang, Ausgabe 06/2011, S. 377-388.
- HALM, J. (1993): Ausgangsstoffe, Herstellverfahren und Eigenschaften von Glasfaserbeton. Faserbeton. Duisburg. In: Vorträge der DBV-Arbeitstagung in Duisburg, S. 40 - 45.
- HEAN, S. / PARTL, M.N. (2003): Fugenabdichtung: Langzeitverhalten von Fugenvergussmassen aus Polymerbitumen auf einer Versuchsstrecke, Forschungsbericht. Stuttgart: Faunhofer IRB.
- HEGGER, J. / Will, N. / Curbach, M. / Jesse F. (2004). Tragverhalten von textilbewehrtem Beton. In: Beton- und Stahlbetonbau 99, Ernst & Sohn Verlag (Heft 6).
- HERSEL, O. / KAMPEN, R. / PECK, M. (2012): Nachhaltige Bauweise für die Zukunft: Dünne Asphaltbeläge auf Betondecken, Aktuelles zu Betonstraßen und zur Verkehrsinfrastruktur. Ohne Ort. In: update 2/12.
- HOHBERG, R. (2004): Zum Ermüdungsverhalten von Beton (Dissertation). Berlin: Technische Universität Berlin.
- IBUK, H. (2009): Zum Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung (Dissertation). Bochum: Ruhr-Universität Bochum.
- JESSE, F. (2004): Tragverhalten von Filamentgarnen in zementgebundener Matrix (Dissertation). Dresden: Fakultät Bauingenieurwesen Technische Universität Dresden.
- JESSE, F. / CURBACH, M (2010): Verstärken mit Textilbeton. Berlin In: Beton-Kalender 2010, Teil 1, S. 457 - 565.
- KAMPEN, R. (2012): Dünne Asphaltbeläge auf Betondecken (DAB) - nachhaltige Verkehrsflächen für die Zukunft. Düsseldorf. In: Bauingenieur, Jg.: 87, Sondernr.
- KESSLER-KRAMER, C. (2002): Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung (Dissertation). Karlsruhe: Universität Fridericana zu Karlsruhe.
- KRÜGER, M. (2004): Vorgespannter textilbewehrter Beton (Dissertation). Stuttgart: Universität Stuttgart.
- KULAS, C. (2013): Zum Tragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Betonbauteile (Dissertation). Aachen: Rheinisch-Westfälisch Technische Hochschule Aachen.

- KULAS, C. (2017): Allgemeine bauaufsichtliche Zulassungen für Sandwichwände und Modulbauten. In: TUDALIT-Magazin: leichter bauen - Zukunft formen, Ausgabe Nr. 17.
- KÜCHLIN, D. / HERSEL, O. (2017): Betontechnische Daten. Leimen: HeidelbergerCement AG.
- LENZ, P. (2012): Beton-Beton-Verbund - Potenziale für Schubfugen (Dissertation). München: Technische Universität München.
- LORENZ, E. (2014): Endverankerungen und Übergreifung textiler Bewehrungen in Betonmatrices (Dissertation). Dresden: Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden.
- M OB (2009): Merkblatt für die Herstellung von Oberflächentexturen auf Verkehrsflächen aus Beton. Köln:Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..
- MAINZ, J. / ZILCH, K. (2002): Schubtragfähigkeit von Betonergänzungen an nachträglich aufgerauten Betonoberflächen bei Sanierungs- und Ertüchtigungsmaßnahmen. Berlin: Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 528.
- MOLTER, M. (2005): Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton (Dissertation). Aachen: Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- MORALES CRUZ, C. / RAUPACH, M. /MAINZ, H. (2017): 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.
- MÜLLER, A. (2009): Zum Zug- und Schubtragverhalten von Betonfugen (Dissertation). München:Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen TU München.
- MÜLLER, H.S. / GUSE, U. (2005): Untersuchungen zur Beanspruchung und Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen. Schlussbericht zum FGSV-Forschungsprojekt 08.156. Karlsruhe: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH).
- MÜLLER, F. / KEINTZEL, E. / CHARLIER H. (1983): Der Baustoff Stahlbeton unter dynamischer Beanspruchung, DAfStb, Heft 342.
- MÜLLER, H. / HAIST, M. (2007): Industrieböden aus Beton im Überblick. Karlsruhe. In: 4. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, S. 1-10.
- OFFERMANN, P. / ABKADER, A. ET AL. (2001): Grundlagen textiler Bewehrungsstrukturen zur Verstärkung bestehender Bauwerke - Textile Bewehrungen zur bautechnischen Verstärkung und Instandsetzung: Arbeits- und Ergebnisbericht für die Periode II/1999-I/2002. Dresden: Sonderforschungsbereich 528, S. 25 - 74.
- OFFERMANN, P. / ENGLER, T. ET AL. (2004). Technische Textilien zur Bewehrung von Betonbauteilen. Berlin. In: Beton- und Stahlbetonbau 99, Nr. 6, S. 437 - 443.
- OH, B. (1986): Fatigue Analysis of Plain Concrete in Flexure. Ohne Ort. In: Journal of Structural Engineering, Heft 112, S. 273-288.
- OHNO, S. / HANNANT, D. (1994): Modeling the Stress-Strain Response of Continuous Fiber Reinforced Cement Composites. Ohne Ort.: ACI Materials Journal, Ausgabe 3, S.306 – 312.
- ORLOWSKY, J./ RAUPACH, M. (2008): Erhaltung von Betonbauwerken. Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 1. Auflage.
- ORLOWSKY, J./ RAUPACH, M./ WESTENDARP, A. (2011): Textilbewehrte Spritzmörtelschichten zur Instandsetzung von Wasserbauwerken. In: Bauinstandsetzen und Baudenkmalpflege, Vol. 17, Heft 3/4.
- ORTLEPP, R. (2007): Untersuchungen zur Verbundverankerung textilbewehrter Feinbetonverstärkungsschichten für Betonbauteile (Dissertation). Dresden: Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden.
- PFEIFER, L. (1992): Erneuerung und Instandsetzung von Betonfahrbahnen. Bonn. In: Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, 43. Jahrgang, Ausgabe 4/1992, S. 246 – 251.

- PRZONDZIO, R. / TIMOTHY, J.J. / WEISE, F. / KRÜTT, E. / BREITENBÜCHER, R. / MESCHKE, G. / HOFMANN, M. (2017): Degradation in Concrete Structures Due to Cyclic Loading and Its Effect on Transport Processes. Experiments and Modeling. Frankreich: Fédération internationale du béton, Structural Concrete, Volume 18, Issue 4, S. 519 – 527.
- RAUPACH, M. / ORLOWSKY, J. (2008): Erhaltung von Betonbauwerken - Baustoffe und ihre Eigenschaften. Wiesbaden: Vieweg und Teubner.
- RAUPACH, M. / ORLOWSKY, J. ET AL. (2006): Epoxy-impregnated Textiles in Concrete - Load Bearing Capacity and Durability, Textile Reinforced Concrete. Bagneux, Frankreich: RILEM Publications S.A.R.L., S. 77 - 88.
- RDO BETON 09 (2009): Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..
- RECKNAGEL, C. / HUTH, C. (2012): Alterungsverhalten von Fugenfüllsystemen in Verkehrsflächen: Teilbericht Bearbeitungsphase 5: Untersuchung zur Kennzeichnung der Dauerhaftigkeit von Fugenfüllstoffen unter praktischer Beanspruchung im Bundesfernstraßenbereich (Feldversuchsstrecken). FE 08.169/2001/FRB, Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
- REINECKE, R. (2004): Haftverbund und Rissverzahnung in unbewehrten Betonschubfugen (Dissertation). München: Technische Universität München.
- REINECKE, R. (2005): Die Rolle der Oberflächenrauheit in der Erstbetonsanierung. Berlin. In: Massivbau in ganzer Breite, Festschrift zum 60. Geburtstag von Univ.-Prof.- Dr.-Ing. Konrad Zilch, Springer.
- RIFFEL, S. (2009). Whitetopping - Eine zukunftsfähige Sanierungsmethode mit Beton: Whitetopping. Bonn. In: Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, 60. Jahrgang, Ausgabe 09/2009.
- RITTER, L. (2013): Der Einfluss von Querkzug auf den Verbund zwischen Beton und Betonstahl (Dissertation). Dresden: Technische Universität Dresden.
- ROSSBACH, W. (2005): Untersuchungen des Verhaltens von Fugenfüllungen in Erprobungsstrecken, Forschungsbericht (unveröffentlicht). AP-Nr. 02 332/S3. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
- RStO12 (2012): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..
- RWTH AACHEN, INSTITUT FÜR MASSIVBAU (2016): Prüfempfehlung zur Verwendung in C3. Anlage: B3-AS3.1-B „Beidseitiger Textilauszugsversuch - Double Sided Textile Pull-Out (DPO)“ Stand 03.06.2016.
- SCHENKEL, M. (1998): Zum Verbundverhalten von Bewehrung bei kleiner Betondeckung (Dissertation). Zürich: Eidgenössische Technische Hochschule Zürich.
- SCHLADITZ, F. (2011): Torsionstragverhalten von textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen (Dissertation). Dresden: Fakultät Bauingenieurwesen der Technischen Universität Dresden.
- SCHMIDT, M. (2004): Neue Verfahren der Baulichen Erhaltung von Betonstraßen. Bonn. In: Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, 55. Jahrgang, Ausgabe 12/2004, S. 721 -728.
- SCHMIDT, M. / TEICHMANN, T. (2005): Instandsetzung von Betonfahrbahndecken mit Schnellbeton unter Verkehr. In: Straße + Autobahn, Ausgabe 4/2005, S. 182 - 190.
- SCHNEIDER, K.-J ET AL. (2020): Bautabellen für Ingenieure, 24. Auflage. Köln: Reguvis Fachmedien, Andrej Albert (Hrsg.).
- SCHÜTZE, E. / LORENZ, E. /CURBACH, M. (2015): Test Methods For Textile Reinforced Concrete. In: 11th International Symposium on Ferrocement and Textile Reinforced Concrete 3rd ICTRC. Dresden: Institut für Massivbau Technische Universität Dresden.

- SCHWARZ, O. / EBELING, F. (2007): Kunststoffkunde, 9. Auflage. Würzburg: Vogel Industrie Medien GmbH & Co. KG.
- SIEVERING, C. (2012). Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken unter besonderer Berücksichtigung des externen Alkalieintrags.(Dissertation). Bochum: Schriftenreihe des Instituts für Konstruktiven Ingenieurbau Ruhr-Universität Bochum, Heft 4.
- SPALT, S. (2012): NÖBI – Neue Österreichische Betondecken-Instandsetzungsmethode. Wien. In: Tagungsband zum Österreichischen Betonstraßentag 2012, Betonstraßenbau: heute und morgen.
- SPRINGENSCHMID, R. / FLEISCHER, W. (1991): Straßenbeton unter dem Einfluß von Temperatur und Feuchtigkeit. Landshut In: Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Betonstraßen, Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V., Ausgabe 19.
- SPRINGENSCHMID, R. /FLEISCHER, W. (1993): Oberflächenrisse in älteren Betonfahrbahndecken. In: Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau, Heft 10, S. 724 -732.
- SPRINGENSCHMID, R. / FLEISCHER, W., REIMER, B. (1993): Zemente für Fahrbahndecken aus Beton. Bonn-Bad Godesberg: Kirschbaum-Verlag, Straße und Autobahn, Kirschbaum Verlag, 44. Jahrgang, Ausgabe 7/1993, S. 415 – 421.
- TP ASPHALT-STB Teil 80 (2007): Technische Prüfvorschriften für Asphalt, Teil 80: Abscherversuch. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..
- TL BEB-StB 15 (2015): Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..
- TL BETON-StB 07 (2007): Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..
- TL GESTEIN-StB 04 (2004): Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..
- VERBAND DEUTSCHER BAUINGENIEURE E.V. (2005): Maßnahmen zur Verminderung der Zwangsbeanspruchungen infolge Hydratationswärme. Report 12, Empfehlungen des AK Zwangsspannungen des VDB.
- VOSS, S. (2008): Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton (Dissertation). Aachen: Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen.
- WALRAVEN, J. / FRENAY, J. / PRUIJSSERS, A. (1987): Influence of Concrete Strength and Load History on the Shear Friction Capacity of Concrete Members. Ohne Ort. In: PCI Journal, Ausgabe Jan-Feb, S. 66-83.
- WERNER, R. (2005): Whitetopping - die weiße Alternative zur Sanierung von Asphaltbelägen. Ohne Ort. In: update 4/2005.
- WESTERGAARD, H. (1926): Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Ohne Ort. In: Public Roads 7, Ausgabe Nr. 2.
- ZEMENT MERKBLATT BETONTECHNIK B18 (2014): "Risse im Beton". Erkrath: InformationsZentrum Beton GmbH
- ZHANG, B. / PHILLIPS, D. / WU, K. (1996): Effects of Loading Frequency and Stress Reversal on Fatigue Life of Plain Concrete. Ohne Ort. In: Magazine of Concrete Research, Band 48, Nr. 177 , S. 361-375.
- ZTV BEB-StB 02 (2002): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..

ZEMENT MERKBLATT STRAßENBAU S2 (2007): „Der Bau von Betonfahrbahndecken auf Straßen“.
Erkrath: InformationsZentrum Beton GmbH

ZTV BETON-StB 07 (2007): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten und hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..

ZTV FUG-StB 15 (2015): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..

ZTV-ING 14 (2014): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V..

Tabellen

Tab. 3 - 1: Eigenschaften ausgewählter textiler Fasern und konventioneller Baustoffe nach (KRÜGER 2004) und (KULAS 2017).	18
Tab. 4 - 1: Basiszusammensetzung Aufbeton.	35
Tab. 4 - 2: Frisch- und Festbetoneigenschaften des Aufbetons.	36
Tab. 4 - 3: Kenndaten der ausgewählten Carbontextilien.	37
Tab. 5 - 1: Konfigurationen der Probekörper für die Bestimmung des Materialverhaltens des Carbonbetons.	39
Tab. 5 - 2: Ergebnisse Zugversuche, Textil A.	46
Tab. 5 - 3: Ergebnisse Zugversuche, Textil B.	48
Tab. 5 - 4: Zusammenfassung Versuchsergebnisse Vorversuche.	50
Tab. 5 - 5: Zusammenfassung Versuchsergebnisse Zugversuche am Carbonbeton.	51
Tab. 5 - 6: Zusammenfassung Versuchsergebnisse Biegezugversuche am Carbonbeton	58
Tab. 5 - 7: Maximale Schwinddehnungen am Carbonbeton.	61
Tab. 5 - 8: Konfigurationen der Probekörper für die Versuche an Verbundprobekörpern	66
Tab. 5 - 9: Rissbildung in den Biegezugversuchen, Schichtdicken der CRC-Schicht	72
Tab. 5 - 10: Rissbildung in den Biegezugversuchen, Bewehrungslagen der CRC-Schicht.	72
Tab. 5 - 11: Rissbildung in den Biegezugversuchen, VBT Material PE-Folie.	73
Tab. 5 - 12: Rissbildung in den Biegezugversuchen, VBT Material Bitumenbeschichtung	74
Tab. 5 - 13: Rissbildung in den Biegezugversuchen, VBT Materialien	75
Tab. 5 - 14: Maximale Dehnungen und Rissanzahl und daraus folgende mittlere Rissbreite in Balkenmitte.	77
Tab. 5 - 15: Belastungszyklen und -Intervalle	79
Tab. 5 - 16: Rissbilder in den zyklischen Verbundversuchen	81
Tab. 5 - 17: Mittelwerte des RDEM sortiert nach Rissbreite	83
Tab. 5 - 18: Mittelwerte des RDEM außerhalb der Rissbereiche.	85
Tab. 5 - 19: Mittelwerte des RDEM in den Rissbereichen	85
Tab. 5 - 20: Durch DMS ermittelte Dehnungen und Rissbreiten in den zyklischen Versuchen an Verbundbalken.	87
Tab. 5 - 21: Bohrkernentnahme aus Verbundbalken, Erläuterung Abkürzungen	87
Tab. 5 - 22: Übersicht Ergebnisse Scherversuche an Bohrkernen aus zyklisch belasteten Verbundprobekörpern	91

Tab. 5 - 23: Häufigkeiten der unterschiedlichen Bruchebenen, Zugversuche an Bohrkernen aus Verbundbalken.....	92
Tab. 5 - 24: Übersicht Ergebnisse zentrische Zugversuche an Bohrkernen aus zyklisch belasteten Verbundprobekörpern.....	94
Tab. 5 - 25: Temperatur der Probekörper TOBFOB_01 bis TOBFOB_03.....	100
Tab. 5 - 26: Bruch- und Erstrisslasten der einzelnen Probekörper mit Textil A	102
Tab. 5 - 27: Dehnungen und Anzahl der Risse im Messbereich.	102
Tab. 5 - 28: Mittlere Rissbreiten TOBFOB_01 bis TOBFOB_06.	102
Tab. 5 - 29: Mittlere Rissbreiten TOBFOB_07 bis TOBFOB_09.	103
Tab. 5 - 30: Übersicht der Bruchlast und Rissbreiten in Abhängigkeit der Temperatur.	103
Tab. 5 - 31: Einzelrissweiten der Probekörper TOBFOB_07 bis TOBFOB_09.....	103
Tab. 5 - 32: Vergleich der gemessenen und berechneten Dehnung im Dehnbereich.	104
Tab. 5 - 33: Bestimmung der Rissbreite mittels des Maschinenweges.	108
Tab. 5 - 34: Übersicht der Rissbreiten in Abhängigkeit der Temperatur.....	108
Tab. 5 - 35: Bestimmung der durchschnittlichen Rissbreite mittels Photogrammetrie.....	109
Tab. 5 - 36: Übersicht zu den zyklischen/statischen Versuchen der langen Dehnkörper.	112
Tab. 5 - 37: Übersicht zu den zyklischen/statischen Versuchen der langen Dehnkörper	113
Tab. 5 - 38: Gemessene Dehnungen und Maschinenweg der statisch langen Dehnkörper. ...	114
Tab. 5 - 39: Rissbreiten der statisch langen Dehnkörper.	114
Tab. 5 - 40: Übersicht der mittleren Rissbreiten (statisch).	115
Tab. 5 - 41: Übersicht über Rissanzahl und Erreichter Last der zyklischen Dehnkörper.....	117
Tab. 5 - 42: Sekantenmodul zu Beginn und Ende der zyklischen Belastung	119
Tab. 5 - 43: Bruchlast der zyklischen Probekörper.	120
Tab. 5 - 44: Vergleich Probekörperabmessungen und Bewehrungsquerschnitte.....	121
Tab. 5 - 45: Vergleich der Rissbildung an Zugprobekörpern beider Institute.....	122
Tab. 5 - 46: Wasseraufnahmekoeffizienten und Wassereindringtiefe, Vergleich Bohrkern und Verbundbalken.....	125
Tab. 5 - 47: Wasseraufnahmekoeffizienten und Wassereindringtiefe an Verbundbalken.....	127
Tab. 5 - 48: Chlorideindringtiefen an Bohrkernen aus zyklisch belasteten Verbundbalken	129
Tab. 5 - 49: Vergleich Mittelwerte aufgenommene Prüflösung in Bohrkernen und Karstenmessungen.....	130
Tab. 5 - 50: Mittelwerte Verschleißversuche nach Böhme.....	133
Tab. 5 - 51: Abrasionsverlust mit und ohne zyklische Vorbelastung und CDF Belastung.....	135
Tab. 5 - 52: Texturtiefen vor und nach zyklischer Belastung (Sandflächenverfahren, Lasermessverfahren).....	137

Bilder

Bild 3 - 1: Prinzipieller Aufbau einer textilen Bewehrung (JESSE & CURBACH 2010).....	14
Bild 3 - 2: Qualitative Spannungs-Dehnungs-Beziehung von Filament, Roving und Bewehrungsstruktur, nach (OFFERMANN ET AL. 2001).....	15
Bild 3 - 3: Carbonfasertypen nach Zugfestigkeit und E-Modul. HT – High Tenacity (hochfest), IM – Intermediate Modulus (mittelsteif), HM – High Modulus (hochsteif), UHM – Ultra High Modulus (ultra hochsteif) (EHRENSTEIN 2006).	16
Bild 3 - 4: Darstellung a) Carbonfaser (REM-Aufnahme) und b) Roving aus Carbonfasern (EHRENSTEIN 2006).	16
Bild 3 - 5: Beispiele zweidimensionaler textiler Strukturen (LORENZ 2014).....	17
Bild 3 - 6 oben: Spannungs-Dehnungs-Linie textilbewehrter Betone (HEGGER ET AL. 2004), unten: Spannungs-Dehnungs-Linie stahlbewehrte Betone (JESSE 2004)	20
Bild 3 - 7: Links: reine primäre Rissbildung (JESSE 2004), rechts: Beeinflussung der Querfäden auf die Rissbildung (ORTLEPP 2007).....	21
Bild 3 - 8: Spannungen und resultierende Risse in Betonplatten infolge eines negativen Temperaturgradienten bei Abkühlung der Oberfläche (SPRINGENSCHMID & FLEISCHER 1993).	22
Bild 3 - 9: Temperaturverlauf und Entwicklung der Zwangsspannungen (VERBAND DEUTSCHER BETONINGENIEURE E.V. 2005).....	23
Bild 3 - 10: Deckenlose ohne bzw. mit Netz- oder Längsrissen in Abhängigkeit des Na ₂ O- Äquivalents (SPRINGENSCHMID ET AL. 1993).....	24
Bild 3 - 11: Überlagerung lastabhängiger und lastunabhängiger Beanspruchungen auf Betonfahrbahndecken (BREITENBÜCHER & KUNZ 2014).	25
Bild 3 - 12: Einfluss der Temperatur auf die Fugenbewegung (BREITENBÜCHER ET AL. 2018).	27
Bild 3 - 13: Dehnungen und Stauchungen von Fugenmassen infolge ungerissener Scheinfugen (Verguss bei 25°C, 8 mm Fugenspaltbreite) (BREITENBÜCHER ET AL. 2018).	28
Bild 3 - 14: Fugenbewegungen in situ in Abhängigkeit der Umgebungstemperatur (BREITENBÜCHER ET AL. 2017).....	29
Bild 3 - 15: Schematische Darstellung wichtiger Einflussgrößen für den Haftverbund (MÜLLER 2009).....	32
Bild 3 - 16: Rissinterne Reibung als Zerstörungsmechanismus (HOHBERG 2004).....	33
Bild 5 - 1: Abmessungen der Probekörper für Zug- und Biegezugversuche aus AP2.....	38

Bild 5 - 2: Variationen Bewehrungslagen und -abstände im Querschnitt, 1 – Carbonbewehrung, 2 – Betonmatrix.....	39
Bild 5 - 3: Herstellung der Probekörper für Zug- und Biegezugversuche aus AP2. Oben links – Schalung für zwei Probekörper, oben rechts – Fixierung Carbonbewehrung, unten – verdichteter Beton.....	40
Bild 5 - 4: Versuchsaufbau für die zentrischen Zugversuche. Links – 3D-Rendering, rechts – Versuchsaufbau eingebaut in hydraulische Prüfmaschine.....	41
Bild 5 - 5: 1 – Einspannlänge, 2 – Position Klemmbacken, 3 – Position hydraulische Hubzylinder, 4 – Prüfbereich.....	42
Bild 5 - 6: Links - Rissbild während des Versuchs, PK1_A, rechts - Typischer Rissverlauf in den Zugprobekörpern.....	43
Bild 5 - 7: In den Zugversuchen aufgetretene Rissbilder, Textil A.....	47
Bild 5 - 8: Garnzugspannung und Rissbildung, Textil A.....	47
Bild 5 - 9: In den Zugversuchen aufgetretene Rissbilder, Textil B.....	48
Bild 5 - 10: Garnzugspannung und Rissbildung, Textil B.....	49
Bild 5 - 11: An den Probekörpern ZZ_5_1_A1 und ZZ_7_2_A1 aufgetretene Rissbilder.	51
Bild 5 - 12: Garnspannung und Rissbildung in den Zugprobekörpern.....	52
Bild 5 - 13: Versuchsaufbau Biegezugversuche AP 2, 1 – Position Dehnmessstreifen, 2 – Auflagerpunkte.....	52
Bild 5 - 14: Durchbiegung der Probekörper während des Biegeversuchs.....	54
Bild 5 - 15: Rissbild am Probekörper BZ_5_2_A1.....	54
Bild 5 - 16: Betonzugspannung und Rissbildung/Dehnung Probekörper BZ_5_2_A1.....	55
Bild 5 - 17: Rissbild am Probekörper BZ_5_2_A2.....	55
Bild 5 - 18: Betonzugspannung und Rissbildung/Dehnung Probekörper BZ_5_2_A2.....	56
Bild 5 - 19: Rissbild am Probekörper BZ_5_1_A1.....	56
Bild 5 - 20: Betonzugspannung und Rissbildung/Dehnung Probekörper BZ_5_1_A1.....	57
Bild 5 - 21: Rissbild am Probekörper BZ_7_2_A1.....	57
Bild 5 - 22: Riss im Probekörper BZ_7_2_A1 nach Biegezugbelastung, teilweise Delamination von Matrix und Bewehrung.....	57
Bild 5 - 23: Betonzugspannung und Rissbildung/Dehnung Probekörper BZ_7_1_A1.....	58
Bild 5 - 24: Betonzugspannung und Rissbildung in den Probekörpern unter Biegezugbelastung.....	59
Bild 5 - 25: Probekörper SV_5_2_A1 für Schwindversuche mit aufgeklebten Messmarken für Setzdehnungsmessungen.....	60

Bild 5 - 26: Skizze Probekörper für Schwindversuche mit Messraster, 1 – Probekörper aus Carbonbeton, 2 – PTFE-Folie (4 mm), 3 - Stahlvollprofile (Durchmesser 20 mm), 4 – Messstrecke Schwindmessungen.....	60
Bild 5 - 27: Mittelwerte der Schwinddehnungen	61
Bild 5 - 28: Mittelwerte der Schwinddehnungen am Probekörper SV_5_2_A1	62
Bild 5 - 29: Mittelwerte der Schwinddehnungen am Probekörper SV_5_2_A2	62
Bild 5 - 30: Probekörper für zyklische Biegezugversuche aus AP 3, 1 – Carbonbeton (CRC), 2 – Unterbeton, 3 – Verbundtrennung, 4 – Straßenbaudübel (500 mm Länge, 25 mm Durchmesser), 5 – Fugeneinlage (20 mm x 75 /55 mm).	63
Bild 5 - 31: Probekörper für statischen Biegezugversuche aus AP 3, 1 – Carbonbeton (CRC), 2 – Unterbeton, 3 –Verbundtrennung, 4 – Fugeneinlage (20 mm x 30 mm).....	63
Bild 5 - 32: Position von Verbundtrennungsmaterialien für die Verbundbalken für Biegezugversuche unter zyklischer (oben) und statischer (unten) Last. 1 – Unterbeton / CRC, 2 – Verbundtrennung, 3 – Dehnungsfuge / Balkenmitte.....	65
Bild 5 - 33: Systematik für die Probekörperbezeichnung	66
Bild 5 - 34: Herstellung der Unterbetonschichten. Oben links – Schalung mit Einbauteilen, oben rechts – Einbauteile in der Aufsicht, unten links – eingefüllter Beton, unten rechts- auf Betonoberfläche aufgetragene Oberflächenverzögerer zur Freilegung der Gesteinskörnung durch Auswaschen.....	67
Bild 5 - 35: Versuchsaufbau Biegezugversuche unter statischer Last aus AP 3, 1 – Lasteinleitungslinien, 2 – Fugeneinlage (20 mm x 30 mm), 3 – Verbundtrennung, 4 – Unterbeton, 5 – Carbonbeton (CRC).	68
Bild 5 - 36: Biegezugversuche mit statischer Belastung, Kraft-Weg-Diagramme.....	69
Bild 5 - 37: Beispiel Rissbild Biegezugversuche unter statischer Last, 1 – Auflagerlinie, 2- Verbundtrennung, 3 – Lasteinleitungslinie, 4 – Balkenmitte.	69
Bild 5 - 38: Unter statischer Last vollständig gebrochener Verbundbalken.....	70
Bild 5 - 39: Dehnungskurven in den Biegezugversuchen am Verbundbalken unter statischer Last.	76
Bild 5 - 40: Versuchsaufbau Biegezugversuche unter zyklischer Last aus AP3, 1 – Auflagerpunkte, 2 – Fugeneinlage (20 mm x 50/75 mm), 3 – Straßenbaudübel (500 mm Länge, Durchmesser 25 mm), 4- Verbundtrennung, 5 - Unterbeton, 6 – Carbonbeton (CRC).....	78
Bild 5 - 41: Mehrfachprüfstand für die zyklische Beanspruchung (BREITENBÜCHER & NEUMANN (2018)).	78
Bild 5 - 42: Ultraschallmessstrecken (MS) und Position der Dehnmessstreifen (DMS).....	79

Bild 5 - 43: Beispiel Rissbild unter zyklischer Belastung, 1 – Auflagerlinien, 2 – Lasteinleitungslinien, 3 – Verbundtrennung, 4 – Balkenmitte.	80
Bild 5 - 44: Beispiel Veränderung des RDEM über 5 Millionen Belastungszyklen, Verbundbalken ZB_01_70_2_150_a (links) und ZB_01_70_2_150_a (rechts).	84
Bild 5 - 45: Veränderung des RDEM über 5 Millionen Belastungszyklen, Vergleich von Verbund (links) und Carbonbeton (rechts).	84
Bild 5 - 46: Dehnungskurven in den Versuchen unter zyklischer Last aufgezeichnet über der Balkenmitte.	86
Bild 5 - 47: Bohrkernentnahmestellen an Verbundbalken, 1 – Auflagerachsen, 2 – Lasteinleitungsachsen, 3 – Dehnungsfuge / Balkenmitte.....	88
Bild 5 - 48: Links - Scherrahmen, rechts - Scherebene (gestrichelte Linie) am Bohrkern.....	89
Bild 5 - 49: Repräsentatives Beispiel Bruchflächen nach Scherbelastung der Verbundfuge	90
Bild 5 - 50: Beispiele für Bruchebenen; A - im Unterbeton, A/B - Teilweise im Unterbeton und in Verbundfuge, B - In Verbundfuge, D – Grenzfläche Aufbeton / Bewehrung	93
Bild 5 - 51: Schalungsform für zyklische und statische Prüfkörper.....	96
Bild 5 - 52: Schalungsplan für statische Prüfkörper.	97
Bild 5 - 53: Probekörper mit DD1 Messapparatur (einaxialer Wegaufnehmer).....	98
Bild 5 - 54: Versuchsaufbau mit Probekörper.	99
Bild 5 - 55: Schubrisse nach dem Versagen des Probekörpers.	100
Bild 5 - 56: Eingespannter Probekörper mit Heizstrahler.	101
Bild 5 - 57 : Spannungs-Dehnungsdiagramm bei -22°C Prüftemperatur.....	105
Bild 5 - 58: Spannungs-Dehnungsdiagramm bei +20°C Prüftemperatur.....	105
Bild 5 - 59: Spannungs-Dehnungsdiagramm bei +60°C Prüftemperatur.....	106
Bild 5 - 60: Rissbilder der Probekörper TOBFOB_07 bis TOBFOB_09.....	107
Bild 5 - 61: Schalungsplan für zyklische Prüfkörper.....	109
Bild 5 - 62: Aufgeklebte Tauchanker auf zyklischen Dehnkörper	111
Bild 5 - 63: Links - Probekörper im Heizschrank, rechts - Probekörper mit Tauchankern auf der Klemmung.....	113
Bild 5 - 64: Kraft-Zeit-Diagramm der statisch langen Dehnkörper.....	116
Bild 5 - 65: Spannungs-Dehnungs-Diagramm der statisch langen Dehnkörper.	116
Bild 5 - 66: Spannung-Dehnungs-Diagramm der zyklischen Dehnkörper.	117
Bild 5 - 67: Dehnungsentwicklung des Probekörpers TOBFOB_10	118
Bild 5 - 68: Dehnungsentwicklung des Probekörpers TOBFOB_15	119
Bild 5 - 69: Verlauf des Sekantenmoduls bei den Probekörpern TOBFOB_14 und 15.....	120
Bild 5 - 70: Zyklisch belasteter, versagter Probekörper.....	121

Bild 5 - 71: 1 – 6 Messstellen Wasseraufnahme, 1 – Auflagerachsen, 2 – Lasteinleitungsachsen, 3 Balkenmitte-.....	123
Bild 5 - 72: Wasseraufnahme in l/m ² über Einzelriss aus zyklischer Belastung am Verbundkörper (Karsten-Röhrchen).....	124
Bild 5 - 73: Wassereindringverhalten in CRC-Schicht am Bohrkern nach zyklischer Belastung über Riss (weißer Pfeile). Wasser gefärbt mit Tetra-Brom-Fluorescein (gestrichelter Bereich).....	124
Bild 5 - 74: Beispiel Wasseraufnahmeverhalten an Verbundbalken.	126
Bild 5 - 75: Beispiel Chlorideindringfront (gestrichelte Linie) an gespaltenem Bohrkern.	129
Bild 5 - 76: Chlorideindringfronten gemessen an gespaltenen Bohrkernen	130
Bild 5 - 77: Aufnahmemenge Prüflüssigkeit über kapillares Saugen.....	131
Bild 5 - 78: Beispiele für Probekörperoberflächen nach den Verschleißversuchen nach Böhme.	132
Bild 5 - 79: Massen- und Dickenänderung in den Verschleißversuchen nach Böhme.	133
Bild 5 - 80: Präparation der Abrasions-Probekörper aus Bohrkernen	134
Bild 5 - 81: Probekörper nach Abrasionsversuchen, links – mit zyklischer Vorbelastung + CDF, Mitte – mit zyklischer Vorbelastung, rechts – ohne zyklische Vorbelastung.	135
Bild 5 - 82: Oberflächentexturen CRC, links – Waschbetonoberfläche, Mitte – Verbundbalken, rechts – nach CDF-Belastung.....	136

Anhang

Produktdatenblätter Carbontextilien

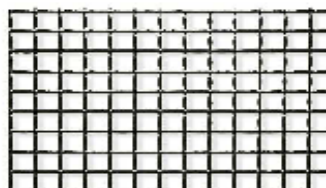
Textil A

TECHNISCHES DATENBLATT TECHNICAL DATA SHEET



solidian GRID Q85/85-CCE-21-E4 (Entwicklungsprodukt)

Abbildung
Figure



Material / material				
Fasermaterial / Fiber material		Carbon / Carbon		
Tränkungsmaterial / Impregnation material		Epoxidharz / Epoxy Resin		
Oberflächenbeschaffenheit / Surface condition		Auf Anfrage besandet erhältlich. / Sanded GRID available on request.		
Geometrie / geometry				
Form / Shape		Matte / Panel		
Abmessungen / Dimensions	[m]	6,0 x 2,3		
		Längsrichtung / Longitudinal	Querrichtung / Transversal	
Achsabstand Strang / Roving axis distance	[mm]	21	21	
Faserquerschnittsfläche Einzelstrang / Cross-section of the strand	[mm ²]	1,81	1,81	
Bewehrungsquerschnittsfläche / Cross-section of the reinforcement	[mm ² /m]	85	85	
Kenndaten / specifications				
		Längsrichtung / Longitudinal	Querrichtung / Transversal	
Garnzugfestigkeit / tensile strength of the roving	[N/mm ²]	>4.000	>4.000	-
	Mittel / avg.	3.600	3.600	ISO 10406-1:2015
Bruchspannung ¹⁾ / Tensile strength ¹⁾	char. Wert / char. Value	3.000	3.000	DIN EN 1990 ISO 10406-1:2015
Aufnehmbare Kraft (Mittelwert) / Resisting force (mean value)	[kN/m]	306	306	ISO 10406-1:2015
E-Modul (Bewehrung) ¹⁾ / Modulus of elasticity (reinforcement) ¹⁾	[N/mm ²]	230.000	230.000	ISO 10406-1:2015

Standard Deutschland

solidian GmbH
Sigmaringer Straße 150
72489 Albstadt
Deutschland

Telefon: +49 7141 104-110
Telefax: +49 7141 10 63135
Info@solidian.com
www.solidian.com

Standard Kroatien

Kalibera d.o.o.
Dr. Stjepan Rožićeva ul.
40000 Karlovac
Kroatien

Telefon: +385 47 632 000
Telefax: +385 47 634 203
Info@solidian.hr
www.solidian.hr

Führend in Textiler Bewehrung und beim Bauen mit Textilbeton.

www.solidian.com

Hinweise / information

Textilbetonbauteile unterliegen zur Zeit keinen bauaufsichtlichen Zulassungen (Normen, Richtlinien usw.). Bei tragenden Bauteilen sind Baubehörden, Prüfstatiker, Gutachter usw. hinzuzuziehen und länderspezifische Regelungen zu beachten (z.B. Zustimmungen im Einzelfall).

Es wird empfohlen diese Werte im Betonbauteil (vor Ort im Fertigteilwerk) zu überprüfen, um individuelle Einflüsse aus der Betonmischung zu erfassen.

Verarbeitungstemperaturen und Beständigkeiten beachten, nur durch unterwiesenes Fachpersonal verarbeiten, geeignete Betonmischungen verwenden, mit Schutzhandschuhen und -brillen arbeiten. Bitte ggf. weitere Schutzmaßnahmen beachten!

¹⁾ Die Bruchspannung wurde aus experimentellen Untersuchungen am Rovingzugversuchen abgeleitet. Die hier angegebenen Werte stellen Werte für die statische Kurzzeitfestigkeit bei Raumtemperatur (20°C) dar; Einflüsse aus Dauerhaftigkeit, Dauerstandlasten, zyklischen Beanspruchungen, usw. sind hier nicht berücksichtigt.

Abweichend von der Norm beziehen sich die Werte auf Faserquerschnittsfläche.

Textile concrete components are currently not subject to any building authority approvals (standards, guidelines etc.). In the case of structural building sites, building authorities must be consulted with test statitors, experts etc. and country-specific regulations must be observed (e.g. approvals of specific cases).

It is recommended to check these values in the concrete component (on site the prefabricated concrete plant) in order to detect individual influences from the concrete mix.

Consider working temperatures and resistance, installation only by trained staff, use suitable concrete mixtures, wear safety gloves and goggles. Please, consider additional protective measures.

²⁾ *The tensile strength was derived from experimental investigations based on roving tests. The values provided here represent short-term static tensile strength at room temperature (20°C). The influences of durability, long-term loads, cyclic stresses etc. are not taken into consideration.*

Deviating from the standard, the values relate to cross-section of fibers.

Änderungen vorbehalten / subject to change without notice

Version / version: 201201e

Datum / date: 01.12.2020

Standard Deutschland

solidias GmbH
 Hagenstraße 20
 72481 Albstadt
 70.461-1444
 Telefon +49 (0) 71 42 12 10
 Telefax +49 (0) 71 42 6333
 E-Mail info@solidias.com
 www.solidias.com

Standard Kravien

Solidias s.r.l.
 Dr. Silvio Rotzler &
 42000 Kofrevec
 Brestova
 Telefon +386 47 682 080
 Telefax +386 47 682 263
 E-Mail info@solidias.hr
 www.solidias.hr

Führend in Textiler Bewehrung und beim Bauen mit Textilbeton.

www.solidias.com

Textil B



Datenblatt: SITgrid 041 KK

Textile Konstruktion:

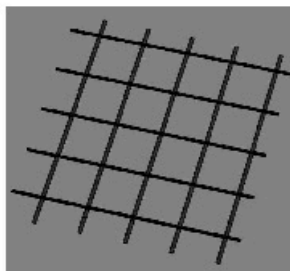
	Fadenabstand (mm)	Anzahl Fäden pro m	Gitteröffnung (mm)	Material	Dichte g/cm ²
Kettrichtung (längs)	25,4	39	23	Carbon 3200tex	1,77
Schussrichtung (quer)	25,4	39	22	Carbon 3200tex U	1,77

Beschichtung:

Polystyrol

Gewicht:

unbeschichtet	g/m ²	259
beschichtet	g/m ²	321

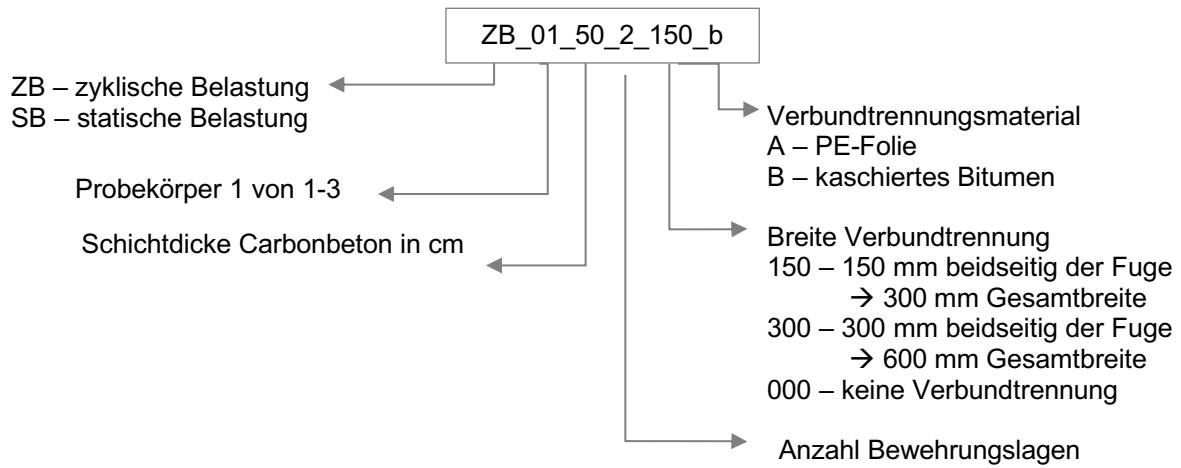
**Maße (Beispiel):**

	Rolle	Platte
Breite [m]	-	1,25
Länge [m]	-	2,00

Eigenschaften (Mittelwerte):

	längs	quer
Bewehrungsquerschnitt pro m [mm ²]	70,51	70,51
Garnzugfestigkeit, beschichtet [N/mm ²]	-	-

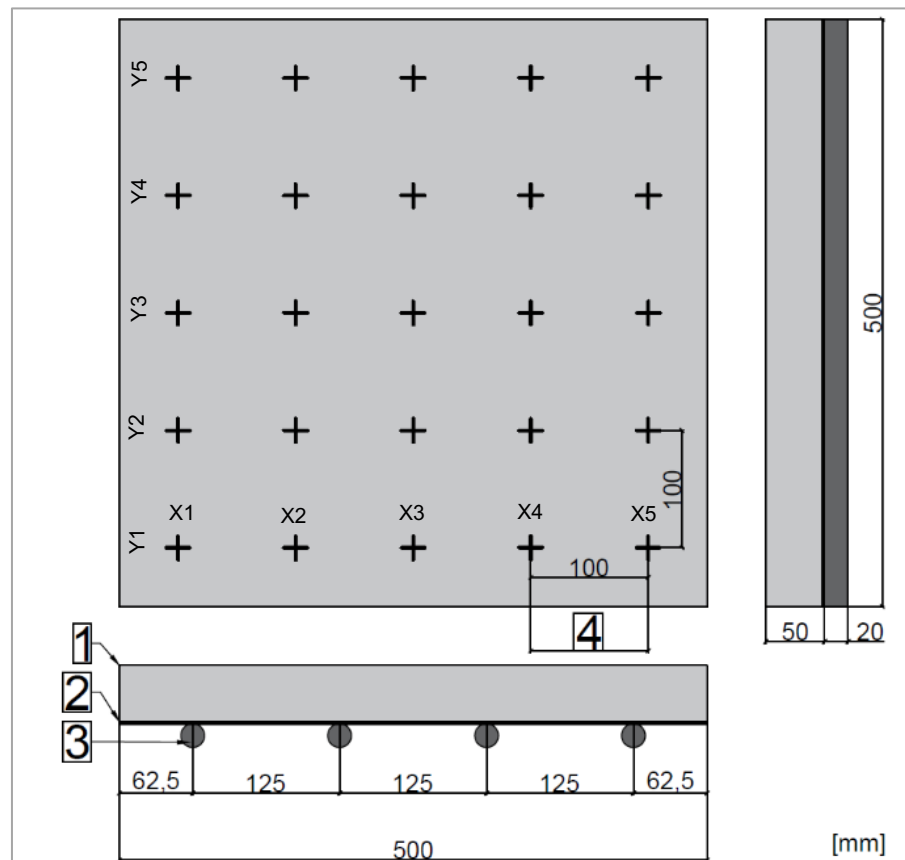
Bezeichnungsschema der Probekörper für die Biegezugversuche am Verbundkörper (AP 3, Kapitel 5.3):



Weitere Versuchsergebnisse sind der folgenden Anlage zu entnehmen.

Anlage

AP 2: Skizze Probekörper und Messstrecken-Bezeichnung in den Schwindversuchen

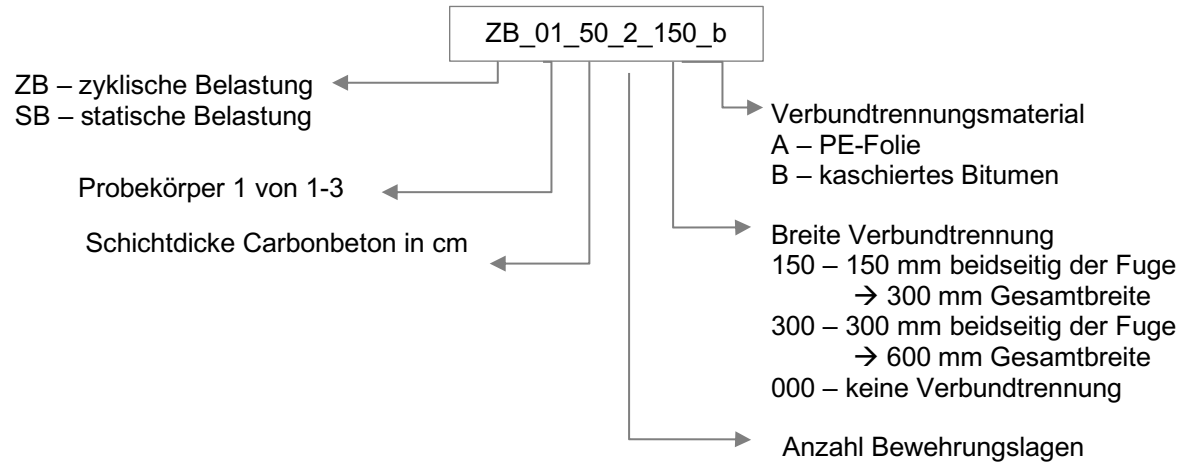


AP 2: Versuchsergebnisse Schwindversuche

Schwindversuche																	
Probekörper: SV_5_2 A1																	
Tag	Gesamtfläche	X-Achse	Y-Achse	X1	X2	X3	X4	X5	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	X1 / X5	X2 / X4	Y1 / Y5	Y2 / Y4
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,01	0,03	0,00	0,05	0,01	0,06	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,03	0,01	0,00	0,00
3	0,02	0,04	0,00	0,06	0,03	0,08	0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,03	0,00	0,00
4	0,02	0,04	0,00	0,06	0,03	0,08	0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,03	0,00	0,00
7	0,04	0,06	0,00	0,08	0,05	0,10	0,05	0,05	0,05	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,06	0,05	0,03	0,00
8	0,08	0,09	0,01	0,13	0,07	0,11	0,07	0,06	0,12	0,08	0,06	0,03	0,05	0,10	0,07	0,08	0,06
9	0,10	0,11	0,07	0,16	0,09	0,12	0,09	0,09	0,15	0,08	0,07	0,05	0,06	0,12	0,09	0,10	0,06
10	0,12	0,13	0,08	0,18	0,09	0,12	0,15	0,09	0,18	0,11	0,11	0,06	0,07	0,13	0,12	0,12	0,08
14	0,15	0,17	0,11	0,23	0,14	0,18	0,17	0,12	0,20	0,14	0,14	0,10	0,11	0,18	0,16	0,15	0,12
15	0,17	0,19	0,14	0,27	0,15	0,20	0,19	0,16	0,21	0,16	0,15	0,10	0,14	0,21	0,17	0,18	0,13
17	0,21	0,21	0,15	0,30	0,17	0,21	0,22	0,16	0,25	0,17	0,17	0,22	0,21	0,23	0,19	0,23	0,19
21	0,22	0,22	0,20	0,31	0,19	0,22	0,23	0,17	0,27	0,19	0,19	0,24	0,23	0,24	0,21	0,25	0,22
23	0,23	0,23	0,22	0,33	0,19	0,23	0,25	0,18	0,26	0,21	0,19	0,23	0,22	0,25	0,22	0,24	0,22
36	0,25	0,26	0,22	0,37	0,21	0,25	0,27	0,21	0,28	0,23	0,22	0,25	0,23	0,29	0,24	0,25	0,24
42	0,26	0,26	0,24	0,38	0,21	0,26	0,27	0,20	0,29	0,25	0,23	0,30	0,24	0,29	0,24	0,26	0,28
53	0,28	0,27	0,26	0,39	0,22	0,28	0,28	0,21	0,31	0,26	0,24	0,31	0,26	0,30	0,25	0,29	0,28
87	0,30	0,31	0,28	0,40	0,26	0,31	0,32	0,24	0,35	0,26	0,27	0,34	0,29	0,32	0,29	0,32	0,30
100	0,33	0,33	0,30	0,42	0,28	0,35	0,34	0,27	0,35	0,28	0,30	0,37	0,32	0,34	0,31	0,33	0,32

Schwindversuche																	
SV_5_2 A2																	
Tag	Gesamtfläche	X-Achse	Y-Achse	X1	X2	X3	X4	X5	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	X1 / X5	X2 / X4	Y1 / Y5	Y2 / Y4
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,03	0,03	0,00	0,04	0,03	0,02	0,03	0,04	0,01	0,03	0,01	0,04	0,02	0,04	0,03	0,02	0,04
3	0,05	0,06	0,02	0,08	0,07	0,04	0,06	0,06	0,03	0,05	0,03	0,06	0,05	0,07	0,06	0,04	0,05
4	0,16	0,18	0,04	0,19	0,19	0,19	0,15	0,17	0,06	0,18	0,13	0,14	0,18	0,18	0,17	0,12	0,16
5	0,18	0,18	0,15	0,17	0,20	0,19	0,21	0,15	0,13	0,20	0,14	0,15	0,24	0,16	0,21	0,18	0,18
7	0,21	0,22	0,18	0,21	0,21	0,22	0,25	0,20	0,23	0,22	0,14	0,16	0,27	0,21	0,23	0,25	0,19
14	0,24	0,23	0,21	0,25	0,21	0,22	0,25	0,23	0,22	0,25	0,19	0,19	0,31	0,24	0,23	0,27	0,22
16	0,25	0,25	0,24	0,28	0,22	0,22	0,25	0,29	0,30	0,25	0,19	0,20	0,33	0,28	0,24	0,32	0,23
29	0,29	0,29	0,25	0,30	0,27	0,25	0,28	0,32	0,34	0,29	0,25	0,25	0,36	0,31	0,28	0,35	0,27
35	0,31	0,30	0,30	0,32	0,30	0,26	0,31	0,32	0,37	0,32	0,27	0,27	0,38	0,32	0,30	0,37	0,29
46	0,33	0,31	0,33	0,34	0,30	0,27	0,30	0,34	0,41	0,35	0,27	0,29	0,40	0,34	0,30	0,40	0,32
80	0,35	0,33	0,35	0,37	0,32	0,30	0,31	0,37	0,49	0,37	0,31	0,32	0,43	0,37	0,31	0,46	0,35
100	0,36	0,33	0,38	0,35	0,31	0,28	0,30	0,39	0,50	0,38	0,34	0,30	0,44	0,37	0,31	0,47	0,34

Schwindversuche																	
Mittelwerte beider Probekörper																	
Tag	Gesamtfläche	X-Achse	Y-Achse	X1	X2	X3	X4	X5	Y1	Y2	Y3	Y4	Y5	X1 / X5	X2 / X4	Y1 / Y5	Y2 / Y4
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,02	0,03	0,00	0,05	0,02	0,04	0,02	0,03	0,01	0,02	0,01	0,02	0,01	0,04	0,02	0,01	0,02
3	0,04	0,05	0,01	0,07	0,05	0,06	0,04	0,04	0,01	0,02	0,01	0,03	0,02	0,06	0,04	0,02	0,03
4	0,09	0,11	0,02	0,12	0,11	0,13	0,09	0,10	0,03	0,09	0,06	0,07	0,09	0,11	0,10	0,06	0,08
5	0,18	0,18	0,15	0,17	0,20	0,19	0,21	0,15	0,13	0,20	0,14	0,15	0,24	0,16	0,21	0,18	0,18
7	0,13	0,14	0,09	0,15	0,13	0,16	0,15	0,12	0,14	0,11	0,07	0,08	0,13	0,13	0,14	0,14	0,10
8	0,08	0,09	0,01	0,13	0,07	0,11	0,07	0,06	0,12	0,08	0,06	0,03	0,05	0,10	0,07	0,08	0,06
9	0,10	0,11	0,07	0,16	0,09	0,12	0,09	0,09	0,15	0,08	0,07	0,05	0,06	0,12	0,09	0,10	0,06
10	0,12	0,13	0,08	0,18	0,09	0,12	0,15	0,09	0,18	0,11	0,11	0,06	0,07	0,13	0,12	0,12	0,08
14	0,20	0,20	0,16	0,24	0,18	0,20	0,21	0,17	0,21	0,20	0,17	0,15	0,21	0,21	0,19	0,21	0,17
15	0,17	0,19	0,14	0,27	0,15	0,20	0,19	0,16	0,21	0,16	0,15	0,10	0,14	0,21	0,17	0,18	0,13
16	0,25	0,25	0,24	0,28	0,22	0,22	0,25	0,29	0,30	0,25	0,19	0,20	0,33	0,28	0,24	0,32	0,23
17	0,21	0,21	0,15	0,30	0,17	0,21	0,22	0,16	0,25	0,17	0,17	0,22	0,21	0,23	0,19	0,23	0,19
21	0,22	0,22	0,20	0,31	0,19	0,22	0,23	0,17	0,27	0,19	0,19	0,24	0,23	0,24	0,21	0,25	0,22
23	0,23	0,23	0,22	0,33	0,19	0,23	0,25	0,18	0,26	0,21	0,19	0,23	0,22	0,25	0,22	0,24	0,22
29	0,29	0,29	0,25	0,30	0,27	0,25	0,28	0,32	0,34	0,29	0,25	0,25	0,36	0,31	0,28	0,35	0,27
35	0,31	0,30	0,30	0,32	0,30	0,26	0,31	0,32	0,37	0,32	0,27	0,27	0,38	0,32	0,30	0,37	0,29
36	0,25	0,26	0,22	0,37	0,21	0,25	0,27	0,21	0,28	0,23	0,22	0,25	0,23	0,29	0,24	0,25	0,24
42	0,26	0,26	0,24	0,38	0,21	0,26	0,27	0,20	0,29	0,25	0,23	0,30	0,24	0,29	0,24	0,26	0,28
46	0,33	0,31	0,33	0,34	0,30	0,27	0,30	0,34	0,41	0,35	0,27	0,29	0,40	0,34	0,30	0,40	0,32
53	0,28	0,27	0,26	0,39	0,22	0,28	0,28	0,21	0,31	0,26	0,24	0,31	0,26	0,30	0,25	0,29	0,28
80	0,35	0,33	0,35	0,37	0,32	0,30	0,31	0,37	0,49	0,37	0,31	0,32	0,43	0,37	0,31	0,46	0,35
87	0,30	0,31	0,28	0,40	0,26	0,31	0,32	0,24	0,35	0,26	0,27	0,34	0,29	0,32	0,29	0,32	0,30
100	0,36	0,33	0,38	0,35	0,31	0,28	0,30	0,39	0,50	0,38	0,34	0,30	0,44	0,37	0,31	0,47	0,34
107	0,33	0,33	0,30	0,42	0,28	0,35	0,34	0,27	0,35	0,28	0,30	0,37	0,32	0,34	0,31	0,33	0,32

AP 3: Bezeichnungsschema der Probekörper für die Biegezugversuche am Verbundkörper

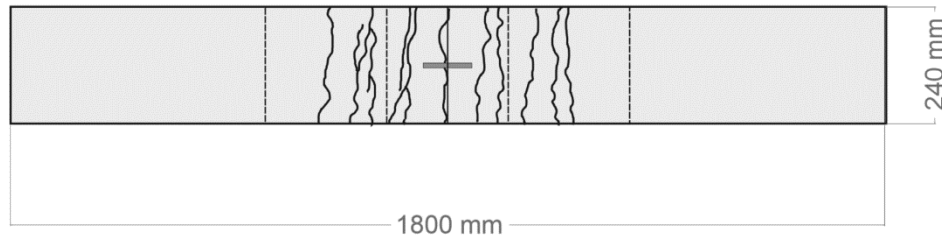
AP 3: Versuchsergebnisse Rissbildung statische Biegezugversuche

Probekörper		Rissanzahl				Rissbreiten								max. Kraft		max. Maschinenweg		Delamination	Versagensart
		insgesamt	über VBT	Mittelwert		belastet		unbelastet		Mittelwert									
				insgesamt	über VBT	Min	Max	Min	Max	belastet		unbelastet		Einzelwerte	Mittelwert	Einzelwerte	Mittelwert		
		[-]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kN]	[kN]	[mm]	[mm]		
ohne VBT	SB_01_50_2_000_0	11	-	11,5	-	n.b.	n.b.	0,15	1,00	n.b.	n.b.	0,13	1,00	240,6	230,2	8,42	8,06	ja (beide Bewehrungslagen)	Reißen Bewehrung, Bruch PK
	SB_02_50_2_000_0	12	-			n.b.	n.b.	0,10	1,00					219,8		7,71		nein	Reißen Bewehrung, Bruch PK
VBT-Material PE-Folie	SB_01_50_1_150_a	3	3	3	3	n.b.	n.b.	0,4	1	n.b.	n.b.	0,4	1	131,7	131,7	7,55	7,55	nein	Reißen Bewehrung, Bruch PK
	SB_01_50_2_150_a	13	9	13	8,5	0,15	0,45	0,1	0,4	0,13	0,48	0,13	0,50	249,3	246,8	9,64	9,80	nein	Reißen der Bewehrung
	SB_02_50_2_150_a	13	8			0,10	0,5	0,15	0,60					244,3		9,96		ja	Reißen der Bewehrung
	SB_01_50_2_300_a	14	11	13,5	11,5	0,10	0,85	0,10	0,30	0,10	0,88	0,10	0,30	194,2	203,0	9,73	11,02	nein	Reißen der Bewehrung
	SB_02_50_2_300_a	13	12			0,10	0,9	0,10	0,30					211,8		12,32		nein	Reißen der Bewehrung
	SB_01_70_2_150_a	14	6	14	6	0,10	0,6	0,15	0,50	0,1	0,6	0,15	0,5	224,8	224,8	9,98	9,98	ja	Reißen der Bewehrung
VBT-Material kaschiertes Bitumen	SB_01_50_2_150_b	12	7	14	8,7	0,20	1,20	0,10	0,30	0,15	0,88	0,10	0,58	255,4	237,2	10,05	10,10	nein	Reißen der Bewehrung
	SB_02_50_2_150_b	12	8			n.b.	n.b.	0,10	0,85					222,0		9,70		ja	Reißen Bewehrung, Bruch PK
	SB_03_50_2_150_b	18	11			0,10	0,55	0,10	0,60					234,2		10,54		ja	Reißen der Bewehrung
	SB_01_50_2_300_b	12	7	12,5	9,0	0,10	2,00	0,10	1,00	0,10	1,40	0,10	0,65	198,6	199,8	10,66	10,62	ja (obere Bewehrungslage)	Reißen der Bewehrung,
	SB_02_50_2_300_b	13	11			0,10	0,80	0,10	0,30					201,0		10,58		nein	Reißen der Bewehrung

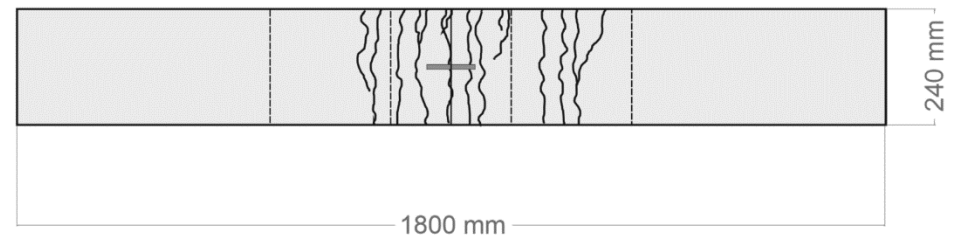
AP 3: Rissbilder statische Biegezugversuche (Aufsichten)

hellgrau – Carbonbetonoberfläche, mittelgrau – Verbundtrennung, dunkelgrau - Dehnmesstreifen, innere gestrichelte Linien - Lasteinleitungslinien, äußere gestrichelte Linien – Auflagerlinien

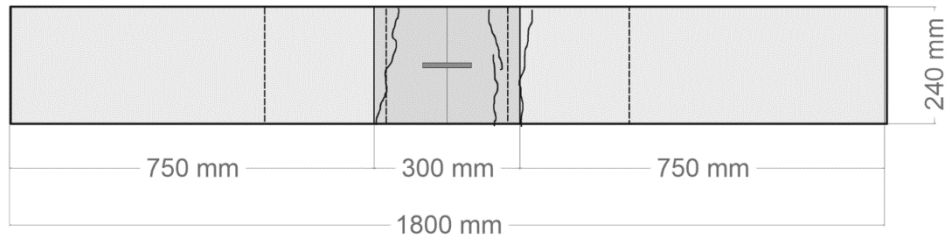
SB_01_50_2_000_O



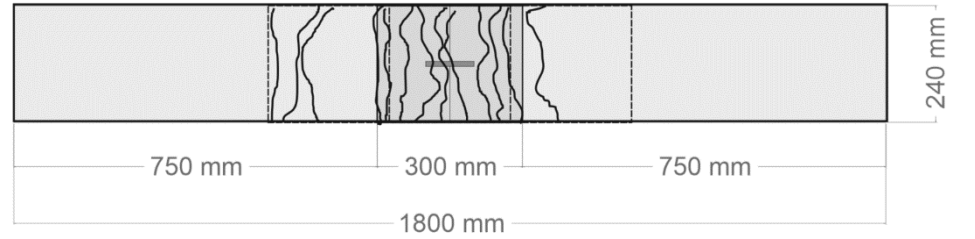
SB_02_50_2_000_O



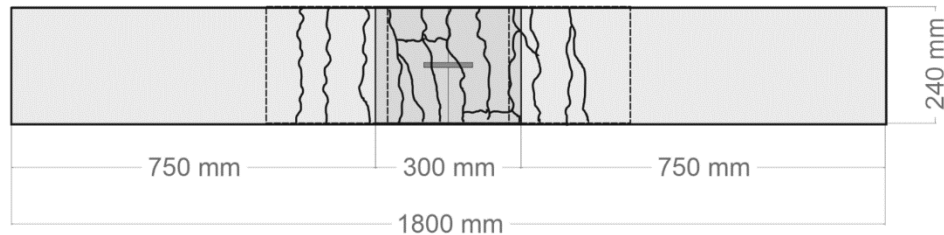
SB_01_50_1_150_a



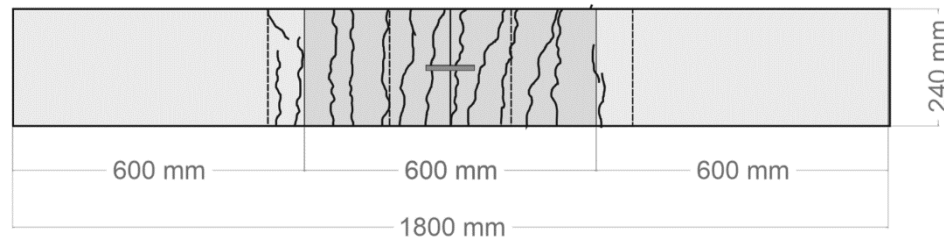
SB_02_50_2_150_a



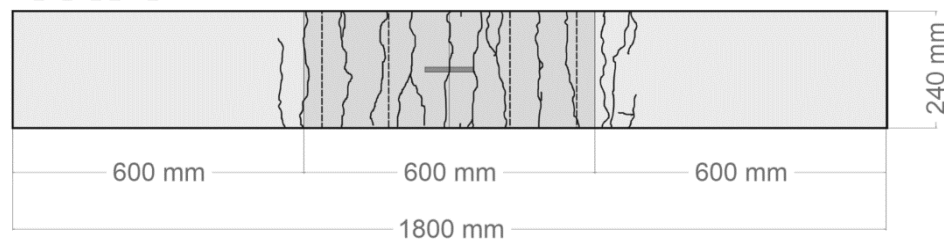
SB_02_50_2_150_a



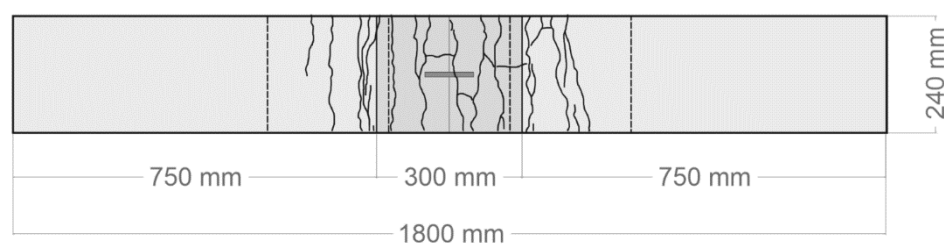
SB_01_50_2_300_a



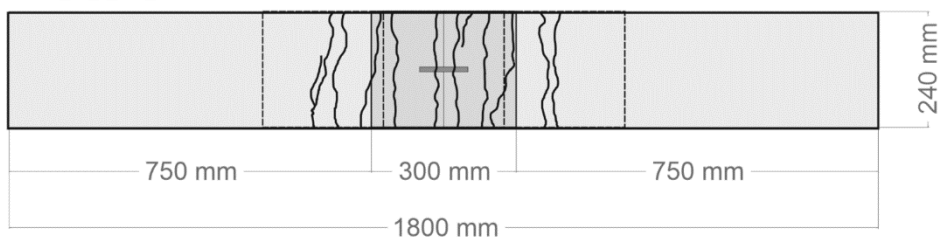
SB_02_50_2_300_a



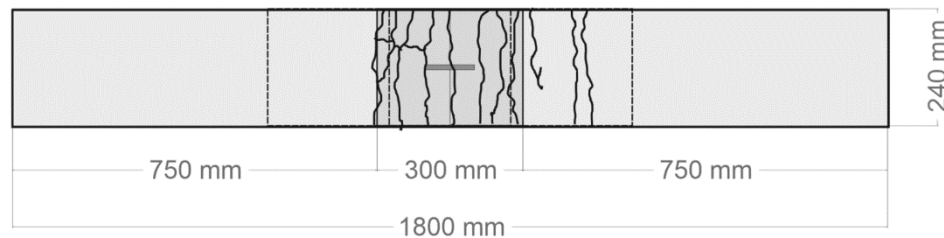
SB_01_70_2_150_a



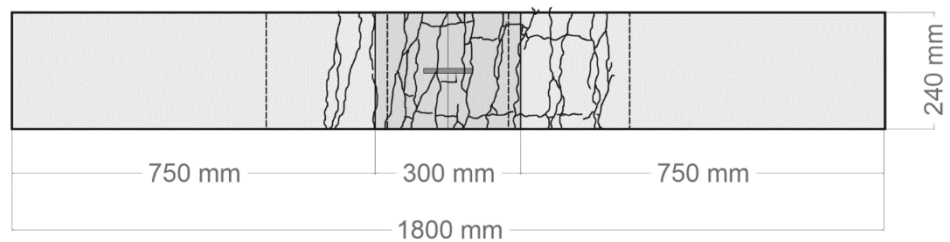
SB_01_50_2_150_b



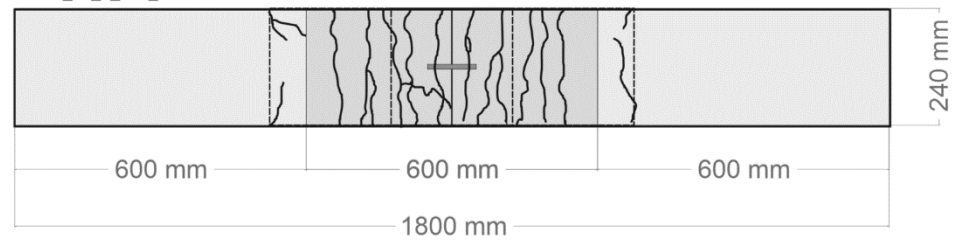
SB_02_50_2_150_b



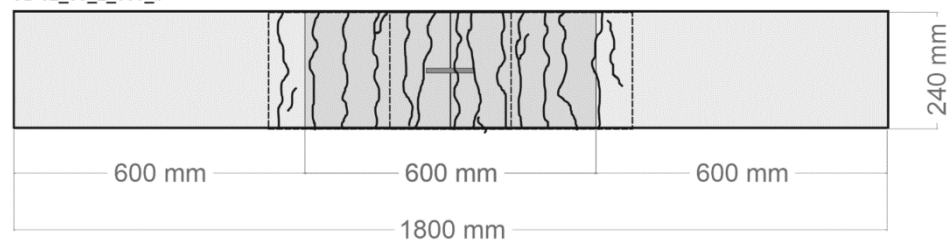
SB_03_50_2_150_b



SB 01_50_2_300_b



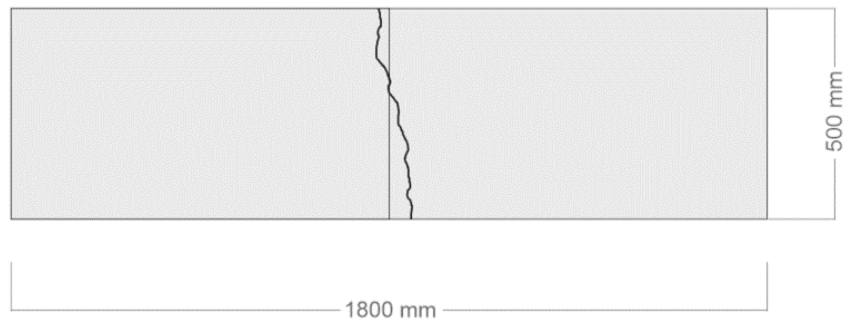
SB 02_50_2_300_b



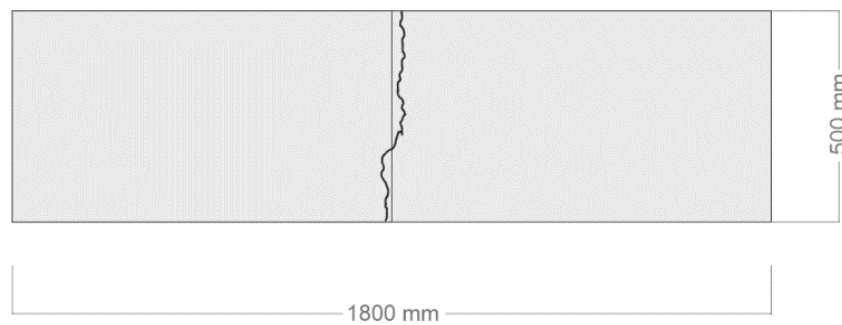
AP 3: Rissbilder zyklische Biegezugversuche (Aufsichten)

hellgrau – Carbonbetonoberfläche, dunkelgrau – Verbundtrennung

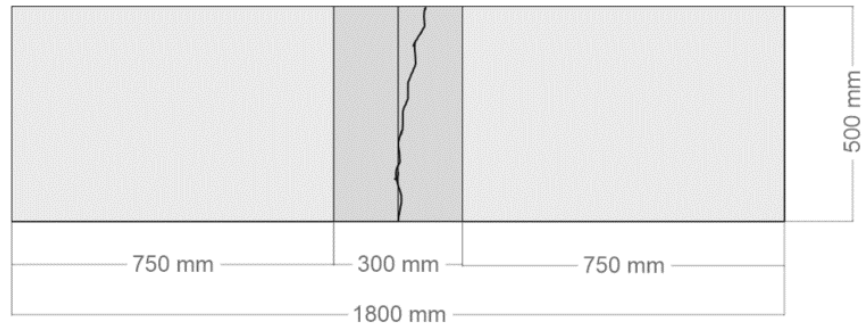
ZB_01_50_2_000_O



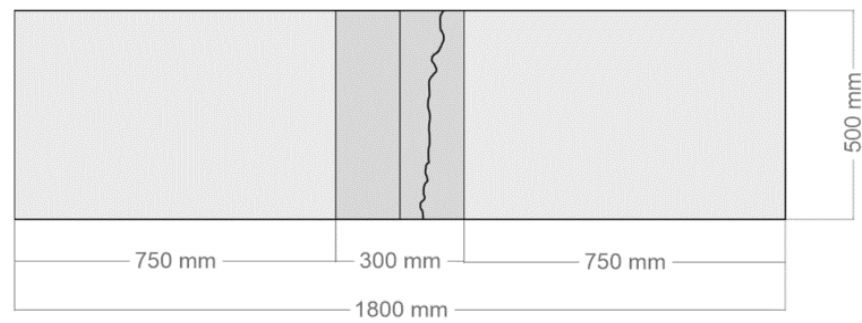
ZB_02_50_2_000_O



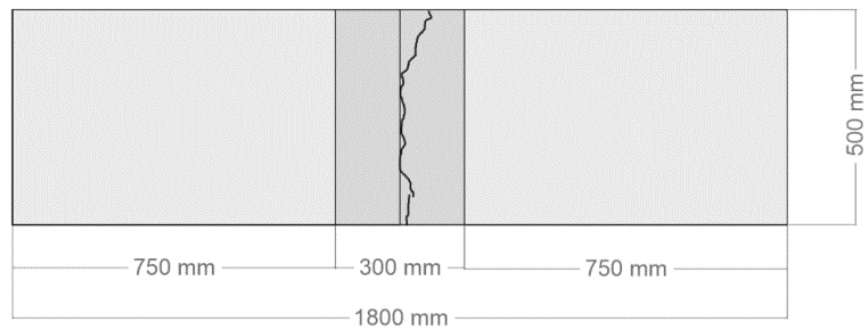
ZB_01_50_1_150_a



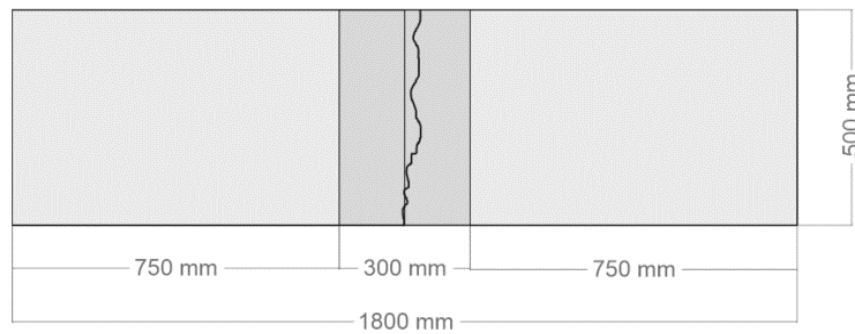
ZB_01_50_2_150_a



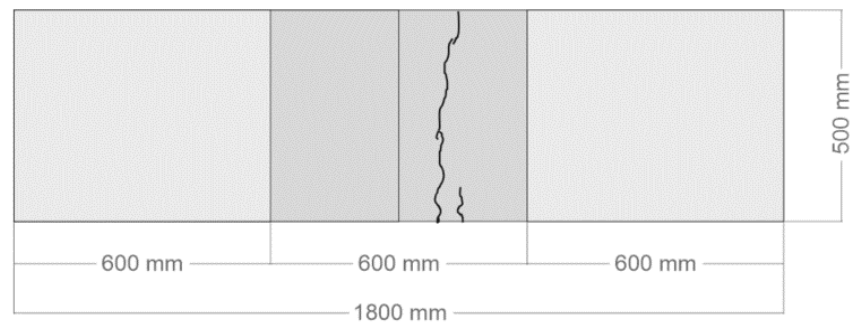
ZB_02_50_2_150_a



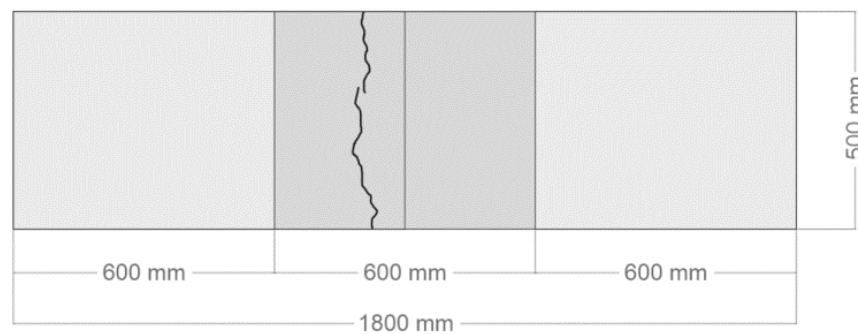
ZB_03_50_2_150_a



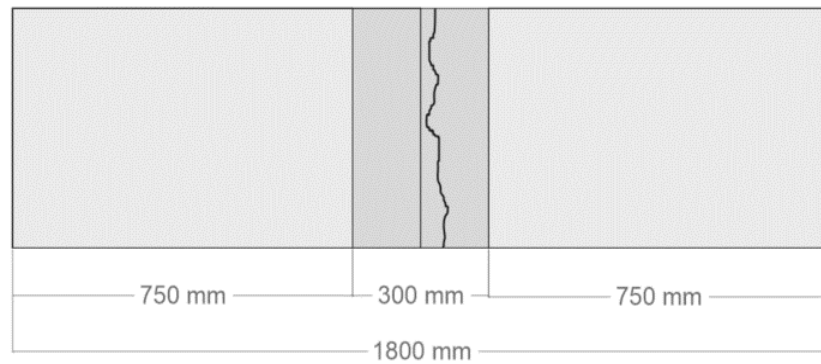
ZB_01_50_2_300_a



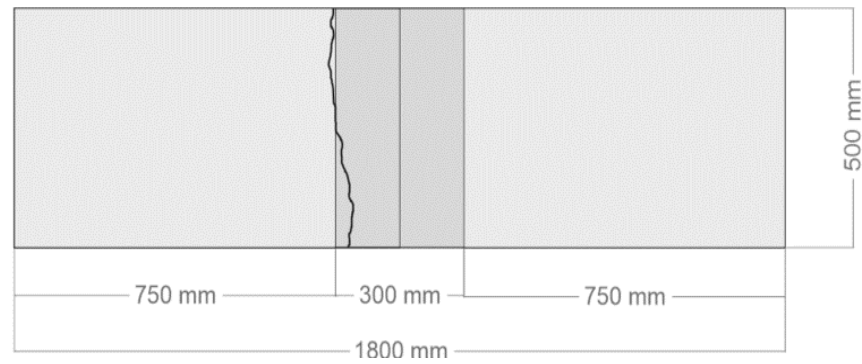
ZB_02_50_2_300_a



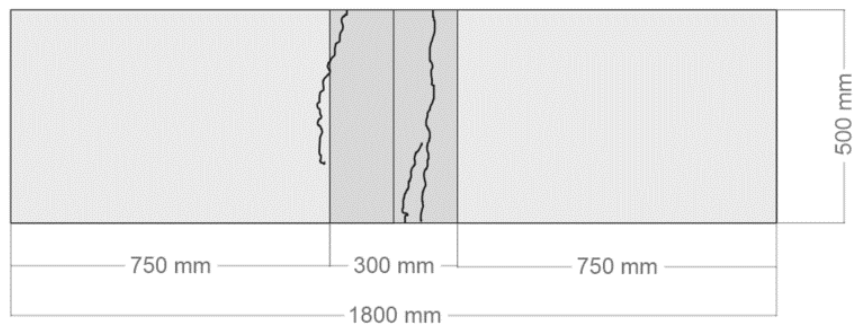
ZB_01_70_2_150_a



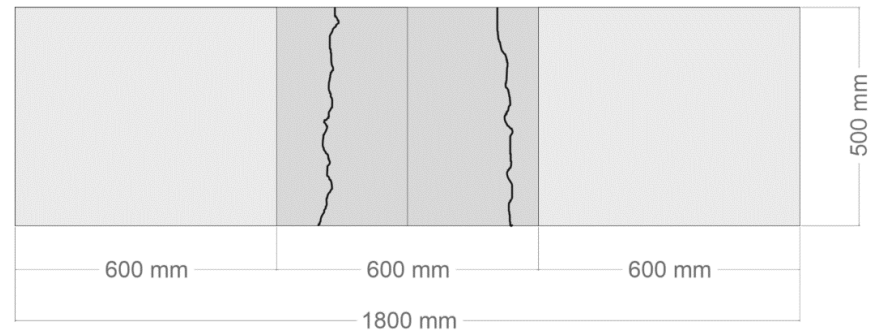
ZB_01_50_2_150_b



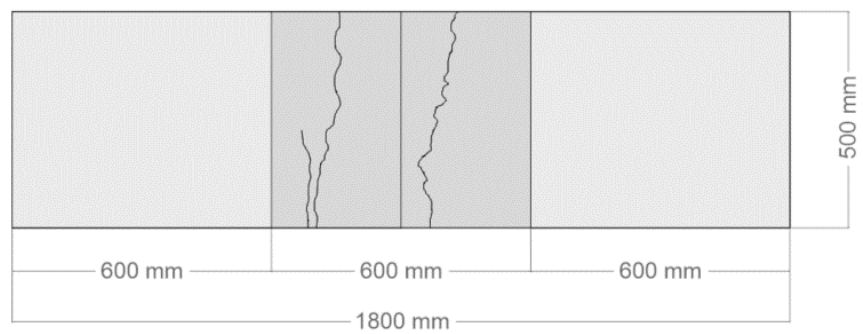
ZB_02_50_2_150_b



ZB_01_50_2_300_b

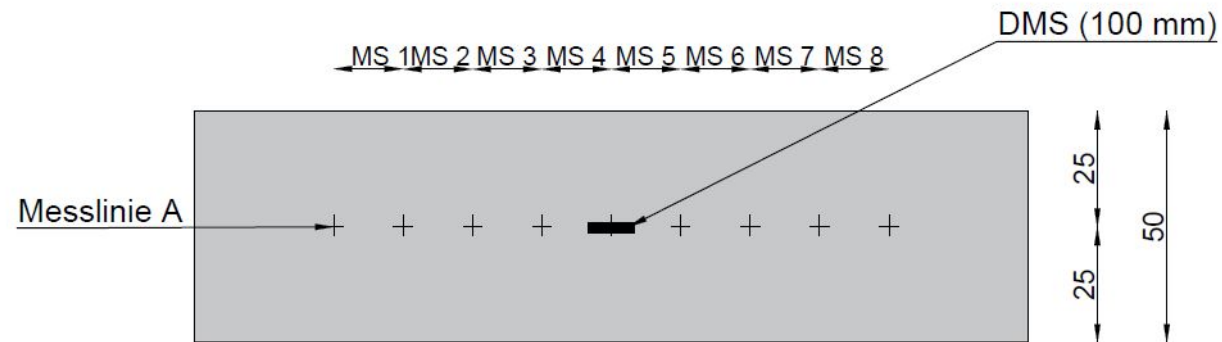


ZB_02_50_2_300_b

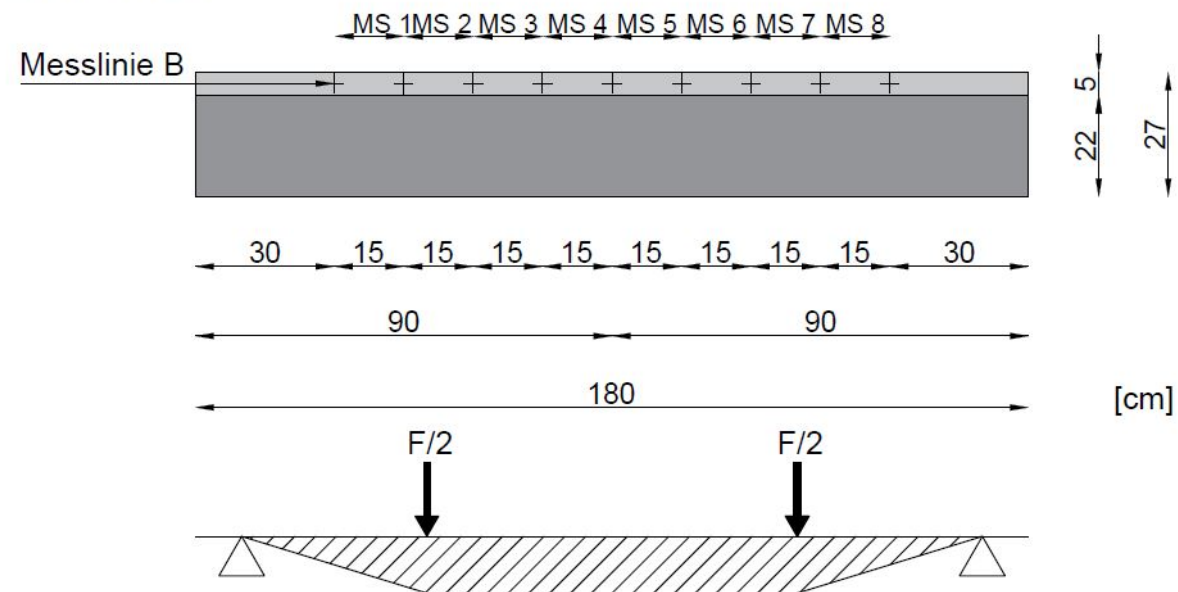


AP 3: Ermittlung relativer dynamischer E-Modul anhand von Ultraschall-Messungen (zyklische Biegezugversuche), Ultraschall-Messstrecken (MS) an Verbundbalken

Aufsicht Carbonbeton



Seitenansicht



AP 3: Versuchsergebnisse Ermittlung relativer dynamischer E-Modul anhand von Ultraschall-Messungen (zyklische Biegezugversuche)

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie B (Carbonbeton)												Rissbereich				
	0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MAX	MIN	MW	Standard-abweichung	
ZB_01_50_2_000_O	Messstrecke 1	100%	90%	94%	92%	90%	89%	91%	90%	90%	88%	85%				
	Messstrecke 2	100%	93%	92%	90%	87%	86%	85%	87%	91%	87%	85%				
	Messstrecke 3	100%	91%	88%	89%	85%	84%	85%	85%	85%	84%	82%				
	Messstrecke 4	100%	90%	49%	49%	47%	47%	48%	47%	47%	46%	46%	90%	46%	52%	14%
	Messstrecke 5	100%	81%	84%	81%	80%	80%	79%	80%	81%	79%	80%				
	Messstrecke 6	100%	90%	89%	83%	82%	81%	79%	79%	79%	85%	79%				
	Messstrecke 7	100%	96%	93%	93%	93%	91%	94%	98%	95%	94%	92%				
	Messstrecke 8	100%	98%	98%	96%	94%	92%	93%	93%	92%	91%	92%				
MAX	100%	98%	98%	96%	94%	92%	94%	98%	95%	94%	92%	98%				
MIN	100%	81%	81%	49%	47%	47%	48%	47%	47%	46%	46%	46%	46%			
MW	100%	91%	91%	84%	82%	81%	82%	82%	83%	82%	80%	84%		84%		

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie B (Carbonbeton)												Rissbereich				
	0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MAX	MIN	MW	Standard- abweichung	
Standardabweichung	0%	5%	5%	15%	15%	14%	15%	16%	16%	15%	15%	15%			15%	
ZB_02_50_2_000_O	Messstrecke 1	100%	97%	95%	94%	90%	88%	91%	95%	85%	93%	93%				
	Messstrecke 2	100%	91%	90%	89%	80%	79%	79%	81%	77%	76%	76%				
	Messstrecke 3	100%	95%	91%	88%	86%	85%	85%	88%	83%	85%	86%				
	Messstrecke 4	100%	95%	95%	92%	93%	92%	93%	92%	92%	91%	90%				
	Messstrecke 5	100%	88%	86%	50%	49%	50%	50%	50%	49%	49%	49%	88%	49%	57%	16%
	Messstrecke 6	100%	91%	90%	86%	81%	81%	82%	83%	83%	79%	79%				
	Messstrecke 7	100%	96%	97%	97%	91%	89%	90%	92%	82%	87%	91%				
	Messstrecke 8	100%	98%	97%	97%	97%	95%	98%	94%	94%	89%	91%				
MAX	100%	98%	98%	97%	97%	95%	98%	95%	94%	93%	93%	98%				
MIN	100%	88%	88%	50%	49%	50%	50%	50%	49%	49%	49%	49%	49%			
MW	100%	94%	94%	87%	83%	82%	83%	84%	80%	81%	82%	89%		89%		
StanEarabweichung	3%	3%	3%	15%	15%	14%	15%	15%	14%	14%	14%	6%			6%	
ZB_01_50_2_150_b	Messstrecke 1	100%	97%	89%	90%	86%	85%	88%	89%	88%	84%	84%				
	Messstrecke 2	100%	93%	95%	92%	88%	90%	92%	89%	88%	88%	88%				
	Messstrecke 3	100%	102%	97%	94%	91%	91%	90%	92%	95%	87%	91%				
	Messstrecke 4	100%	92%	98%	93%	97%	97%	98%	96%	95%	92%	93%				
	Messstrecke 5	100%	97%	52%	51%	48%	47%	46%	49%	41%	47%	44%	97%	41%	52%	16%
	Messstrecke 6	100%	95%	88%	87%	93%	91%	89%	91%	89%	87%	86%				
	Messstrecke 7	100%	90%	88%	84%	81%	81%	86%	85%	79%	81%	79%				
	Messstrecke 8	100%	99%	90%	90%	93%	91%	91%	95%	88%	88%	90%				
MAX	100%	102%	102%	94%	97%	97%	98%	96%	95%	92%	93%	102%				
MIN	100%	90%	90%	51%	48%	47%	46%	49%	41%	47%	44%	41%	41%			
MW	100%	96%	96%	85%	85%	84%	85%	86%	83%	82%	82%	90%		90%		
Standardabweichung	0%	4%	4%	14%	16%	16%	16%	15%	18%	14%	16%	5%			5%	

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie B (Carbonbeton)													Rissbereich			
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MAX	MIN	MW	Standard- abweichung
ZB_02_50_2_150_b	Messstrecke 1	100%	92%	91%	92%	93%	91%	92%	93%	96%	89%	90%				
	Messstrecke 2	100%	98%	98%	96%	92%	92%	92%	97%	98%	93%	94%				
	Messstrecke 3	100%	97%	97%	94%	94%	92%	96%	96%	98%	94%	96%				
	Messstrecke 4	100%	84%	53%	53%	53%	52%	53%	52%	20%	19%	24%	84%	19%	46%	20%
	Messstrecke 5	100%	96%	93%	94%	94%	94%	95%	95%	94%	92%	96%				
	Messstrecke 6	100%	60%	60%	58%	56%	56%	55%	54%	55%	56%	53%	60%	53%	56%	2%
	Messstrecke 7	100%	95%	92%	93%	91%	90%	90%	88%	89%	88%	87%	72%	36%	51%	11%
	Messstrecke 8	100%	94%	90%	87%	86%	85%	86%	85%	86%	86%	86%				
MAX		100%	98%	98%	96%	94%	94%	96%	97%	98%	94%	96%	98%			
MIN		100%	60%	60%	53%	53%	52%	53%	52%	20%	19%	24%	19%	19%		
MW		100%	89%	89%	83%	82%	81%	82%	83%	80%	77%	78%	92%		92%	
Standardabweichung		0%	13%	13%	17%	17%	17%	18%	18%	28%	26%	26%	4%			4%
ZB_01_50_2_300_b	Messstrecke 1	100%	94%	91%	87%	85%	87%	84%	83%	83%	82%	83%				
	Messstrecke 2	100%	95%	88%	90%	90%	89%	89%	90%	84%	88%	88%				
	Messstrecke 3	100%	51%	88%	87%	49%	48%	47%	49%	48%	49%	47%	88%	47%	56%	17%
	Messstrecke 4	100%	96%	96%	95%	92%	92%	91%	92%	92%	91%	91%				
	Messstrecke 5	100%	93%	92%	92%	90%	89%	90%	91%	90%	89%	87%				
	Messstrecke 6	100%	51%	52%	53%	51%	51%	50%	51%	50%	49%	48%	53%	48%	51%	2%
	Messstrecke 7	100%	99%	99%	93%	90%	90%	94%	96%	95%	96%	95%	71%	48%	53%	9%
	Messstrecke 8	100%	100%	99%	94%	94%	94%	95%	97%		94%	93%				
MAX		100%	100%	100%	95%	94%	94%	95%	97%	95%	96%	95%	100%			
MIN		100%	51%	51%	53%	49%	48%	47%	49%	48%	49%	47%	47%	47%		
MW		100%	85%	85%	87%	80%	80%	80%	81%	77%	80%	79%	91%		91%	
Standardabweichung		0%	21%	21%	14%	19%	19%	20%	20%	20%	19%	20%	4%			4%

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie B (Carbonbeton)												Rissbereich				
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MAX	MIN	MW	Standard- abweichung
ZB_02_50_2_300_b	Messstrecke 1	100%	99%	97%	95%	94%	93%	94%	93%	92%	87%	89%				
	Messstrecke 2	100%	91%	98%	97%	99%	97%	96%	90%	89%	93%	92%				
	Messstrecke 3	100%	97%	96%	96%	95%	95%	97%	87%	98%	93%	85%				
	Messstrecke 4	100%	62%	59%	56%	53%	59%	57%	57%	53%	45%	45%	62%	45%	55%	6%
	Messstrecke 5	100%	96%	96%	91%	89%	92%	90%	89%	89%	95%	96%				
	Messstrecke 6	100%	59%	58%	56%	56%	56%	56%	58%	54%	55%	54%	59%	54%	56%	2%
	Messstrecke 7	100%	102%	97%	94%	94%	93%	94%	95%	90%	90%	84%	60%	49%	55%	4%
	Messstrecke 8	100%	97%	95%	95%	92%	92%	92%	93%	92%	87%	91%				
MAX		100%	102%	102%	97%	99%	97%	97%	95%	98%	95%	96%	102%			
MIN		100%	59%	59%	56%	53%	56%	56%	57%	53%	45%	45%	45%	45%		
MW		100%	88%	88%	85%	84%	85%	84%	83%	82%	81%	80%	93%		93%	
Standardabweichung		0%	17%	17%	18%	18%	17%	18%	16%	18%	19%	19%	4%			4%
ZB_01_50_1_150_a	Messstrecke 1	100%	96%	94%	92%	91%	82%	82%	80%	79%	80%	80%				
	Messstrecke 2	100%	93%	88%	87%	85%	86%	84%	83%	83%	84%	83%				
	Messstrecke 3	100%	98%	95%	95%	92%	95%	91%	91%	89%	92%	91%				
	Messstrecke 4	100%	99%	96%	94%	94%	93%	92%	91%	91%	91%	93%				
	Messstrecke 5	100%	76%	70%	76%	73%	73%	72%	71%	28%	26%	25%	76%	25%	59%	23%
	Messstrecke 6	100%	100%	88%	87%	87%	79%	78%	77%	78%	78%	75%				
	Messstrecke 7	100%	101%	98%	94%	92%	89%	87%	86%	82%	81%	85%				
	Messstrecke 8	100%	99%	94%	93%	92%	92%	91%	90%	83%	85%	89%				
MAX		100%	101%	101%	95%	94%	95%	92%	91%	91%	92%	93%	101%			
MIN		100%	76%	76%	76%	73%	73%	72%	71%	28%	26%	25%	25%	25%		
MW		100%	95%	95%	90%	88%	86%	85%	84%	77%	77%	78%	89%		89%	
Standardabweichung		0%	8%	8%	6%	7%	8%	7%	7%	20%	21%	22%	6%			6%

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie B (Carbonbeton)												Rissbereich				
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MAX	MIN	MW	Standard- abweichung
ZB_03_50_2_150_a	Messstrecke 1	100%	101%	98%	95%	93%	91%	91%	89%	88%	94%	90%				
	Messstrecke 2	100%	101%	99%	98%	94%	93%	92%	91%	90%	94%	92%				
	Messstrecke 3	100%	100%	100%	93%	93%	92%	91%	89%	87%	85%	89%				
	Messstrecke 4	100%	96%	79%	79%	76%	74%	72%	72%	71%	79%	70%				
	Messstrecke 5	100%	76%	37%	37%	36%	36%	36%	35%	33%	35%	35%	76%	33%	40%	13%
	Messstrecke 6	100%	99%	93%	91%	88%	88%	87%	86%	84%	82%	87%				
	Messstrecke 7	100%	101%	96%	96%	92%	90%	87%	87%	89%	90%	86%				
	Messstrecke 8	100%	100%	95%	95%	91%	91%	88%	87%	89%	90%	88%				
	MAX	100%	101%	101%	98%	94%	93%	92%	91%	90%	94%	92%	101%			
	MIN	100%	76%	76%	37%	36%	36%	36%	35%	33%	35%	35%	33%	33%		
	MW	100%	97%	97%	85%	83%	82%	80%	80%	79%	81%	80%	90%		90%	
	Standardabweichung	0%	9%	9%	20%	20%	19%	19%	19%	20%	19%	19%	7%			7%
ZB_01_50_2_300_a	Messstrecke 1	100%	97%	86%	86%	84%	81%	79%	79%	81%	82%	85%				
	Messstrecke 2	100%	100%	91%	89%	91%	87%	85%	84%	83%	80%	86%				
	Messstrecke 3	100%	97%	90%	88%	85%	84%	83%	82%	86%	85%	86%				
	Messstrecke 4	100%	93%	88%	84%	85%	83%	77%	76%	82%	86%	90%				
	Messstrecke 5	100%	44%	43%	42%	40%	27%	26%	26%	32%	33%	31%	44%	26%	34%	7%
	Messstrecke 6	100%	100%	95%	94%	92%	93%	90%	88%	91%	89%	89%				
	Messstrecke 7	100%	94%	89%	81%	77%	75%	74%	73%	80%	79%	86%				
	Messstrecke 8	100%	91%	86%	84%	82%	81%	79%	77%	81%	82%	85%				
	MAX	100%	100%	100%	94%	92%	93%	90%	88%	91%	89%	90%	100%			
	MIN	100%	44%	44%	42%	40%	27%	26%	26%	32%	33%	31%	26%	26%		
	MW	100%	89%	89%	81%	79%	76%	74%	73%	77%	77%	80%	85%		85%	
	Standardabweichung	0%	18%	18%	16%	17%	21%	20%	20%	19%	18%	20%	6%			6%

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie B (Carbonbeton)												Rissbereich				
	0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MAX	MIN	MW	Standard-abweichung	
ZB_02_50_2_300_a	Messstrecke 1	100%	97%	95%	91%	91%	87%	85%	84%	81%	82%	80%				
	Messstrecke 2	100%	94%	89%	86%	85%	81%	80%	80%	79%	81%	82%				
	Messstrecke 3	100%	97%	92%	90%	89%	86%	83%	82%	82%	83%	84%				
	Messstrecke 4	100%	95%	89%	87%	86%	80%	78%	76%	75%	74%	72%				
	Messstrecke 5	100%	44%	41%	42%	41%	40%	40%	40%	39%	38%	36%	44%	36%	40%	2%
	Messstrecke 6	100%	98%	89%	87%	86%	86%	83%	83%	82%	80%	79%				
	Messstrecke 7	100%	104%	101%	96%	91%	90%	89%	89%	89%	87%	85%				
	Messstrecke 8	100%	90%	89%	85%	83%	81%	81%	80%	80%	79%	78%				
MAX	100%	104%	104%	96%	91%	90%	89%	89%	89%	87%	85%	104%				
MIN	100%	44%	44%	42%	41%	40%	40%	40%	39%	38%	36%	36%	36%			
MW	100%	90%	90%	83%	81%	79%	77%	77%	76%	76%	75%	86%		86%		
Standardabweichung	0%	19%	19%	17%	17%	16%	16%	15%	15%	16%	16%	6%			6%	
ZB_01_70_2_150_a	Messstrecke 1	100%	95%	94%	94%	95%	93%	95%	94%	91%	90%	91%				
	Messstrecke 2	100%	98%	92%	95%	92%	90%	92%	93%	91%	89%	95%				
	Messstrecke 3	100%	92%	91%	93%	90%	91%	89%	90%	92%	91%	92%				
	Messstrecke 4	100%	93%	92%	90%	89%	90%	93%	93%	88%	87%	85%				
	Messstrecke 5	100%	85%	65%	45%	42%	44%	36%	38%	34%	35%	35%	85%	34%	46%	17%
	Messstrecke 6	100%	92%	91%	92%	93%	90%	89%	91%	89%	89%	89%				
	Messstrecke 7	100%	98%	95%	87%	88%	89%	88%	90%	89%	89%	91%				
	Messstrecke 8	100%	95%	91%	89%	90%	91%	95%	91%	91%	95%	87%				
MAX	100%	98%	98%	95%	95%	93%	95%	94%	92%	95%	95%	98%				
MIN	100%	85%	85%	45%	42%	44%	36%	38%	34%	35%	35%	34%	34%			
MW	100%	94%	94%	86%	85%	85%	85%	85%	83%	83%	83%	91%		91%		
Standardabweichung	0%	4%	4%	17%	17%	17%	20%	19%	20%	20%	95%	3%			3%	

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																	
Messlinie B (Carbonbeton)													Rissbereich				
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MAX	MIN	MW	Standard-abweichung	
Alle	MAX	100%	104%	104%	101%	99%	97%	98%	98%	98%	96%	96%	104%				
	MIN	100%	44%	44%	37%	36%	27%	26%	26%	20%	19%	24%	19%	19%			
	MW	100%	92%	92%	86%	84%	82%	82%	81%	80%	80%	79%	84%		84%		
Standardabweichung		100%	12%	12%	15%	15%	16%	16%	16%	17%	17%	18%	16%			16%	
												Standard-abweichung	Risse	97%	19%	52%	16%
													außerhalb Risse	104%	60%	89%	6%

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie A (Verbund Altbeton /Carbonbeton)													Fugenbereiche (Messstrecken 4 und 5)			
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MIN	MAX	MW	Standard-abweichung
ZB_01_50_2_000_0	Messstrecke 1	100%	90%	94%	92%	90%	89%	91%	90%	90%	88%	85%				
	Messstrecke 2	100%	93%	92%	90%	87%	86%	85%	87%	91%	87%	85%				
	Messstrecke 3	100%	91%	88%	89%	85%	84%	85%	85%	85%	84%	82%				
	Messstrecke 4	100%	90%	49%	49%	47%	47%	48%	47%	47%	46%	46%	90%	46%	52%	14%
	Messstrecke 5	100%	81%	84%	81%	80%	80%	79%	80%	81%	79%	80%				
	Messstrecke 6	100%	90%	89%	83%	82%	81%	79%	79%	79%	85%	79%				
	Messstrecke 7	100%	96%	93%	93%	93%	91%	94%	98%	95%	94%	92%				
	Messstrecke 8	100%	98%	98%	96%	94%	92%	93%	93%	92%	91%	92%				
MAX		100%	98%	98%	96%	94%	92%	94%	98%	95%	92%	92%	80%			
MIN		100%	81%	49%	49%	47%	47%	48%	47%	47%	46%	46%	46%	46%		
MW		100%	91%	86%	84%	82%	81%	82%	82%	83%	80%	80%	67%		67%	

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie A (Verbund Altbeton /Carbonbeton)												Fugenbereiche (Messstrecken 4 und 5)				
	0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MIN	MAX	MW	Standard- abweichung	
Standardabweichung	0%	5%	16%	15%	15%	14%	15%	16%	16%	15%	15%	18%			18%	
ZB_02_50_2_000_0	Messstrecke 1	100%	97%	95%	94%	90%	88%	91%	91%	85%	93%	93%				
	Messstrecke 2	100%	91%	90%	89%	80%	79%	79%	79%	77%	76%	76%				
	Messstrecke 3	100%	95%	91%	88%	86%	85%	85%	85%	83%	85%	86%				
	Messstrecke 4	100%	95%	95%	92%	93%	92%	93%	93%	92%	91%	90%				
	Messstrecke 5	100%	88%	86%	50%	49%	50%	50%	50%	49%	49%	49%	88%	49%	57%	16%
	Messstrecke 6	100%	91%	90%	86%	81%	81%	82%	82%	83%	79%	79%				
	Messstrecke 7	100%	96%	97%	97%	91%	89%	90%	90%	82%	87%	91%				
	Messstrecke 8	100%	98%	97%	97%	97%	95%	98%	98%	94%	89%	91%				
MAX	100%	98%	97%	97%	97%	95%	98%	98%	94%	93%	93%	90%				
MIN	100%	88%	86%	50%	49%	50%	50%	50%	49%	49%	49%	49%	49%			
MW	100%	94%	93%	87%	83%	82%	83%	83%	80%	82%	82%	77%		77%		
Standardabweichung	0%	3%	4%	15%	15%	14%	15%	15%	14%	14%	14%	21%			21%	
ZB_01_50_2_150_b	Messstrecke 1	100%	97%	89%	90%	86%	85%	88%	89%	88%	84%	84%				
	Messstrecke 2	100%	93%	95%	92%	88%	90%	92%	89%	88%	88%	88%				
	Messstrecke 3	100%	102%	97%	94%	91%	91%	90%	92%	95%	87%	91%				
	Messstrecke 4	100%	92%	98%	93%	97%	97%	98%	96%	95%	92%	93%				
	Messstrecke 5	100%	59%	52%	51%	48%	47%	46%	49%	41%	47%	44%	59%	41%	48%	5%
	Messstrecke 6	100%	95%	88%	87%	93%	91%	89%	91%	89%	87%	86%				
	Messstrecke 7	100%	90%	88%	84%	81%	81%	86%	85%	79%	81%	79%				
	Messstrecke 8	100%	99%	90%	90%	93%	91%	91%	95%	88%	88%	90%				
MAX	100%	102%	98%	94%	97%	97%	98%	96%	95%	93%	93%	93%				
MIN	100%	59%	52%	51%	48%	47%	46%	49%	41%	44%	44%	41%	41%			
MW	100%	91%	87%	85%	85%	84%	85%	86%	83%	82%	82%	73%		73%		
Standardabweichung	0%	14%	15%	14%	16%	16%	16%	15%	18%	16%	16%	24%			24%	

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie A (Verbund Altbeton /Carbonbeton)												Fugenbereiche (Messstrecken 4 und 5)				
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MIN	MAX	MW	Standard- abweichung
ZB_02_50_2_150_b	Messstrecke 1	100%	92%	91%	92%	93%	91%	92%	93%	96%	89%	90%				
	Messstrecke 2	100%	98%	98%	96%	92%	92%	92%	97%	98%	93%	94%				
	Messstrecke 3	100%	97%	97%	94%	94%	92%	96%	96%	98%	94%	96%				
	Messstrecke 4	100%	84%	53%	53%	53%	52%	53%	52%	20%	19%	24%	84%	19%	46%	20%
	Messstrecke 5	100%	96%	93%	94%	94%	94%	95%	95%	94%	92%	96%				
	Messstrecke 6	100%	60%	60%	58%	56%	56%	55%	54%	55%	56%	53%	60%	53%	56%	2%
	Messstrecke 7	100%	95%	92%	93%	91%	90%	90%	88%	89%	88%	87%				
	Messstrecke 8	100%	94%	90%	87%	86%	85%	86%	85%	86%	86%	86%				
MAX		100%	98%	98%	96%	94%	94%	96%	97%	98%	96%	96%	96%			
MIN		100%	60%	53%	53%	53%	52%	53%	52%	20%	24%	24%	19%	19%		
MW		100%	89%	84%	83%	82%	81%	82%	83%	80%	78%	78%	76%		76%	
Standardabweichung		0%	13%	17%	17%	17%	17%	18%	18%	28%	26%	26%	21%			21%
ZB_01_50_2_300_b	Messstrecke 1	100%	94%	91%	87%	85%	87%	84%	83%	83%	82%	83%				
	Messstrecke 2	100%	95%	88%	90%	90%	89%	89%	90%	84%	88%	88%				
	Messstrecke 3	100%	51%	88%	87%	49%	48%	47%	49%	48%	49%	47%	88%	47%	56%	17%
	Messstrecke 4	100%	96%	96%	95%	92%	92%	91%	92%	92%	91%	91%				
	Messstrecke 5	100%	93%	92%	92%	90%	89%	90%	91%	90%	89%	87%				
	Messstrecke 6	100%	51%	52%	53%	51%	51%	50%	51%	50%	49%	48%	53%	48%	51%	2%
	Messstrecke 7	100%	99%	99%	93%	90%	90%	94%	96%	95%	96%	95%				
	Messstrecke 8	100%	100%	99%	94%	94%	94%	95%	97%	96%	94%	93%				
MAX		100%	100%	99%	95%	94%	94%	95%	97%	96%	95%	95%	91%			
MIN		100%	51%	52%	53%	49%	48%	47%	49%	48%	47%	47%	0%	0%		
MW		100%	85%	88%	87%	80%	80%	80%	81%	80%	79%	79%	92%		92%	
Standardabweichung		0%	21%	15%	14%	19%	19%	20%	20%	19%	20%	20%	2%			2%

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie A (Verbund Altbeton /Carbonbeton)												Fugenbereiche (Messstrecken 4 und 5)				
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MIN	MAX	MW	Standard- abweichung
ZB_02_50_2_300_b	Messstrecke 1	100%	95%	93%	91%	89%	89%	89%	92%	89%	95%	90%				
	Messstrecke 2	100%	93%	93%	93%	92%	91%	90%	94%	91%	95%	91%				
	Messstrecke 3	100%	93%	93%	93%	90%	94%	94%	96%	93%	95%	92%				
	Messstrecke 4	100%	63%	62%	61%	58%	53%	53%	60%	57%	60%	59%	63%	53%	58%	3%
	Messstrecke 5	100%	99%	96%	96%	94%	93%	94%	84%	87%	97%	86%				
	Messstrecke 6	100%	60%	57%	57%	55%	55%	55%	59%	54%	56%	58%	60%	54%	57%	2%
	Messstrecke 7	100%	102%	98%	98%	97%	96%	94%	97%	94%	94%	96%				
	Messstrecke 8	100%	97%	94%	94%	92%	91%	90%	92%	89%	91%	90%				
MAX		100%	102%	98%	98%	97%	96%	94%	97%	94%	96%	96%	86%			
MIN		100%	60%	57%	57%	55%	53%	53%	59%	54%	58%	58%	53%	53%		
MW		100%	88%	86%	85%	83%	83%	82%	84%	82%	83%	83%	76%		76%	
Standardabweichung		0%	17%	16%	16%	17%	18%	18%	16%	16%	15%	15%	19%			19%
ZB_01_50_1_150_a	Messstrecke 1	100%	100%	95%	93%	91%	83%	80%	79%	78%	78%	80%				
	Messstrecke 2	100%	101%	91%	88%	87%	94%	91%	89%	86%	89%	90%				
	Messstrecke 3	100%	98%	96%	94%	90%	89%	87%	89%	87%	88%	87%				
	Messstrecke 4	100%	99%	96%	94%	94%	98%	97%	96%	95%	95%	92%				
	Messstrecke 5	100%	88%	83%	80%	78%	22%	21%	21%	22%	23%	23%	88%	21%	46%	31%
	Messstrecke 6	100%	98%	95%	91%	89%	86%	85%	82%	80%	80%	84%				
	Messstrecke 7	100%	100%	94%	91%	87%	85%	84%	82%	81%	82%	82%				
	Messstrecke 8	100%	103%	99%	97%	96%	94%	92%	92%	90%	92%	94%				
MAX		100%	103%	99%	97%	96%	98%	97%	96%	95%	94%	94%	92%			
MIN		100%	88%	83%	80%	78%	22%	21%	21%	22%	23%	23%	21%	21%		
MW		100%	98%	93%	91%	89%	81%	80%	79%	77%	79%	79%	76%		76%	
Standardabweichung		0%	4%	5%	5%	5%	25%	24%	24%	23%	23%	23%	31%			31%

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie A (Verbund Altbeton /Carbonbeton)													Fugenbereiche (Messstrecken 4 und 5)			
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MIN	MAX	MW	Standard- abweichung
ZB_01_50_2_150_a	Messstrecke 1	100%	96%	94%	90%	88%	87%	86%	83%	84%	82%	83%				
	Messstrecke 2	100%	97%	95%	92%	87%	88%	86%	85%	87%	85%	87%				
	Messstrecke 3	100%	91%	91%	86%	85%	82%	81%	81%	83%	81%	84%				
	Messstrecke 4	100%	95%	88%	89%	86%	86%	84%	85%	89%	91%	79%	95%	79%	87%	4%
	Messstrecke 5	100%	67%	62%	62%	61%	61%	60%	59%	54%	56%	58%				
	Messstrecke 6	100%	97%	95%	92%	89%	87%	86%	82%	86%	85%	87%				
	Messstrecke 7	100%	96%	89%	92%	91%	88%	87%	85%	82%	80%	80%				
	Messstrecke 8	100%	102%	98%	97%	97%	96%	95%	93%	94%	90%	89%				
	MAX	100%	102%	98%	97%	97%	96%	95%	93%	94%	89%	89%	79%			
	MIN	100%	67%	62%	62%	61%	61%	60%	59%	54%	58%	58%	79%	79%		
	MW	100%	93%	89%	87%	85%	84%	83%	82%	82%	81%	81%	75%		75%	
	Standardabweichung	0%	11%	11%	11%	10%	10%	10%	10%	12%	10%	10%	14%			14%
ZB_02_50_2_150_a	Messstrecke 1	100%	99%	98%	98%	94%	92%	90%	89%	91%	90%	92%				
	Messstrecke 2	100%	98%	98%	91%	90%	88%	86%	85%	87%	85%	87%				
	Messstrecke 3	100%	98%	97%	98%	95%	88%	86%	84%	86%	83%	86%				
	Messstrecke 4	100%	79%	76%	76%	75%	71%	71%	69%	66%	67%	65%	79%	65%	71%	5%
	Messstrecke 5	100%	72%	73%	46%	45%	43%	29%	29%	32%	33%	29%	73%	29%	43%	17%
	Messstrecke 6	100%	102%	94%	89%	87%	87%	86%	85%	86%	84%	82%	47%	47%	57%	22%
	Messstrecke 7	100%	94%	89%	84%	82%	82%	81%	80%	80%	82%	81%				
	Messstrecke 8	100%	99%	93%	91%	90%	95%	85%	84%	83%	86%	83%				
	MAX	100%	102%	98%	98%	95%	95%	90%	89%	91%	92%	92%	65%			
	MIN	100%	72%	73%	46%	45%	43%	29%	29%	32%	29%	29%	29%	29%		
	MW	100%	93%	90%	84%	82%	81%	77%	75%	76%	76%	76%	61%		61%	
	Standardabweichung	0%	11%	10%	17%	16%	17%	20%	20%	19%	20%	20%	18%			18%

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie A (Verbund Altbeton /Carbonbeton)													Fugenbereiche (Messstrecken 4 und 5)			
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MIN	MAX	MW	Standard- abweichung
ZB_03_50_2_150_a	Messstrecke 1	100%	100%	101%	101%	98%	96%	94%	92%	91%	94%	90%				
	Messstrecke 2	100%	100%	95%	94%	90%	88%	87%	86%	86%	85%	86%				
	Messstrecke 3	100%	96%	90%	90%	88%	88%	87%	86%	79%	79%	79%				
	Messstrecke 4	100%	94%	94%	93%	90%	87%	86%	84%	82%	82%	81%				
	Messstrecke 5	100%	42%	37%	37%	37%	37%	36%	36%	37%	35%	36%	42%	35%	37%	2%
	Messstrecke 6	100%	96%	95%	95%	92%	93%	95%	93%	82%	90%	92%				
	Messstrecke 7	100%	97%	93%	89%	88%	95%	91%	91%	91%	90%	93%				
	Messstrecke 8	100%	101%	98%	95%	92%	88%	87%	86%	89%	84%	84%				
MAX		100%	101%	101%	101%	98%	96%	95%	93%	91%	93%	93%	81%			
MIN		100%	42%	37%	37%	37%	37%	36%	36%	37%	36%	36%	35%	35%		
MW		100%	91%	88%	87%	84%	84%	83%	82%	80%	80%	80%	64%		64%	
Standardabweichung		0%	20%	21%	20%	20%	19%	19%	19%	18%	18%	18%	27%			27%
ZB_01_50_2_300_a	Messstrecke 1	100%	93%	87%	82%	86%	84%	83%	81%	82%	85%	86%				
	Messstrecke 2	100%	96%	90%	88%	90%	87%	86%	84%	86%	91%	89%				
	Messstrecke 3	100%	95%	91%	89%	89%	88%	86%	86%	90%	91%	88%				
	Messstrecke 4	100%	93%	83%	79%	79%	76%	74%	73%	75%	80%	79%				
	Messstrecke 5	100%	38%	32%	32%	30%	30%	30%	29%	32%	27%	32%	38%	27%	31%	3%
	Messstrecke 6	100%	95%	91%	90%	87%	86%	84%	82%	85%	86%	87%				
	Messstrecke 7	100%	97%	95%	96%	93%	90%	87%	85%	89%	87%	89%				
	Messstrecke 8	100%	96%	91%	90%	90%	90%	90%	88%	86%	86%	85%	86%			
MAX		100%	97%	95%	96%	93%	90%	88%	86%	90%	89%	89%	79%			
MIN		100%	38%	32%	32%	30%	30%	30%	29%	32%	32%	32%	27%	27%		
MW		100%	88%	83%	81%	80%	79%	77%	76%	78%	80%	80%	55%		55%	
Standardabweichung		0%	20%	21%	21%	21%	20%	20%	19%	19%	19%	19%	25%			25%

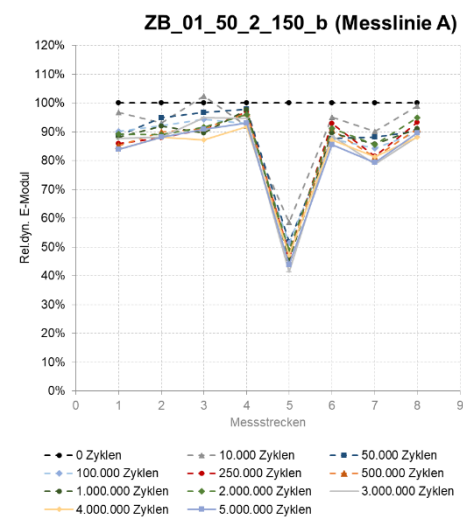
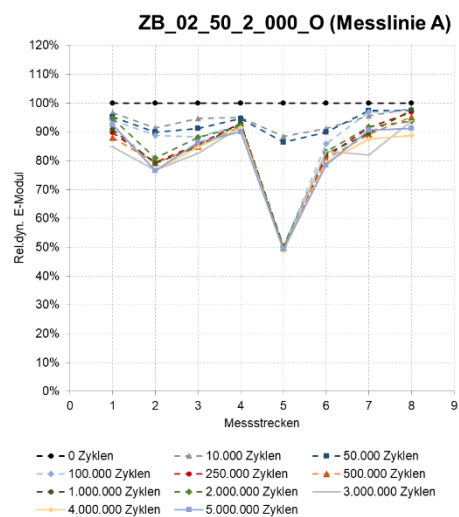
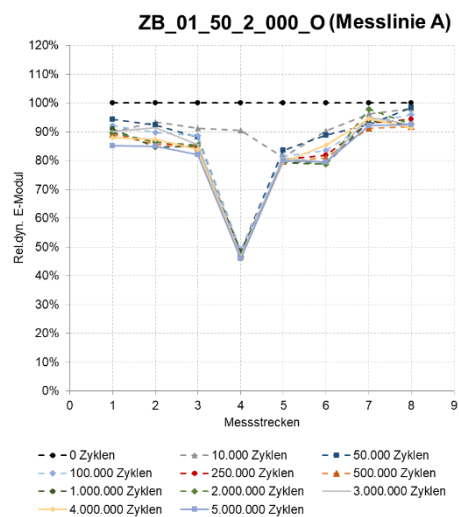
Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie A (Verbund Altbeton /Carbonbeton)													Fugenbereiche (Messstrecken 4 und 5)			
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MIN	MAX	MW	Standard- abweichung
ZB_02_50_2_300_a	Messstrecke 1	100%	99%	92%	92%	90%	90%	88%	87%	85%	86%	85%				
	Messstrecke 2	100%	98%	95%	96%	91%	91%	90%	88%	87%	85%	83%				
	Messstrecke 3	100%	95%	87%	86%	83%	83%	81%	81%	80%	79%	78%				
	Messstrecke 4	100%	98%	94%	92%	91%	89%	88%	86%	86%	87%	88%				
	Messstrecke 5	100%	38%	36%	35%	35%	34%	34%	34%	35%	38%	36%	38%	34%	35%	1%
	Messstrecke 6	100%	96%	90%	91%	90%	83%	82%	81%	82%	80%	79%				
	Messstrecke 7	100%	95%	89%	85%	89%	88%	87%	76%	77%	75%	74%				
	Messstrecke 8	100%	102%	92%	91%	89%	89%	87%	86%	89%	87%	85%				
	MAX	100%	102%	95%	96%	91%	91%	90%	88%	89%	88%	88%	88%			
	MIN	100%	38%	36%	35%	35%	34%	34%	34%	35%	36%	36%	34%	34%		
	MW	100%	90%	85%	83%	82%	81%	80%	77%	78%	76%	76%	63%		63%	
	Standardabweichung	0%	21%	20%	20%	19%	19%	19%	18%	18%	17%	17%	29%			29%
ZB_01_70_2_150_a	Messstrecke 1	100%	95%	95%	91%	89%	89%	85%	82%	89%	89%	92%				
	Messstrecke 2	100%	97%	97%	91%	88%	87%	82%	86%	90%	90%	91%				
	Messstrecke 3	100%	96%	96%	95%	91%	95%	90%	89%	92%	95%	96%				
	Messstrecke 4	100%	95%	95%	95%	88%	87%	85%	90%	88%	87%	95%				
	Messstrecke 5	100%	82%	82%	66%	35%	38%	34%	35%	32%	36%	38%	82%	32%	48%	20%
	Messstrecke 6	100%	94%	94%	91%	89%	85%	90%	90%	88%	89%	92%				
	Messstrecke 7	100%	91%	91%	93%	95%	91%	89%	89%	87%	90%	93%				
	Messstrecke 8	100%	99%	99%	94%	91%	95%	90%	92%	89%	91%	89%				
	MAX	100%	99%	99%	95%	95%	95%	90%	92%	92%	96%	96%	95%			
	MIN	100%	82%	82%	66%	35%	38%	34%	35%	32%	38%	38%	32%	32%		
	MW	100%	94%	94%	90%	83%	83%	81%	82%	82%	86%	86%	72%		72%	
	Standardabweichung	0%	5%	5%	10%	20%	19%	19%	19%	20%	19%	19%	25%			25%

Veränderung relativer dynamischer E-Modul																
Messlinie A (Verbund Altbeton /Carbonbeton)													Fugenbereiche (Messstrecken 4 und 5)			
		0	10.000	50.000	100.000	250.000	500.000	1 Mio.	2 Mio.	3 Mio.	4 Mio.	5 Mio.	MIN	MAX	MW	Standard- abweichung
Alle	MAX	100%	103%	101%	101%	98%	98%	98%	98%	98%	96%	96%	103%			
	MIN	100%	38%	32%	32%	30%	22%	21%	21%	20%	23%	23%	20%	20%		
	MW	100%	91%	88%	86%	83%	82%	81%	81%	80%	80%	80%	83%		83%	
Standardabweichung		0%	14%	14%	15%	16%	17%	17%	17%	18%	17%	17%	17%			17%
											Standard- ab- wei- chung	Risse	90%	19%	50%	16%
												außerhalb Risse	103%	73%	90%	5%

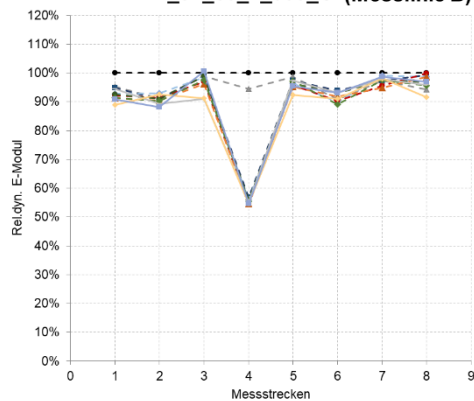
AP 3: Diagramme Ermittlung relativer dynamischer E-Modul anhand von Ultraschall-Messungen zyklische Biegezugversuche

Abgebildet ist die Veränderung des relativen dynamischen E-Moduls durch zyklische Belastung über die Balkenlänge

Verbund – Messlinie A

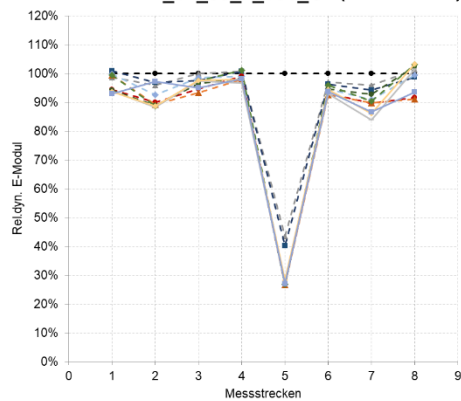


ZB_01_50_2_000_O (Messlinie B)



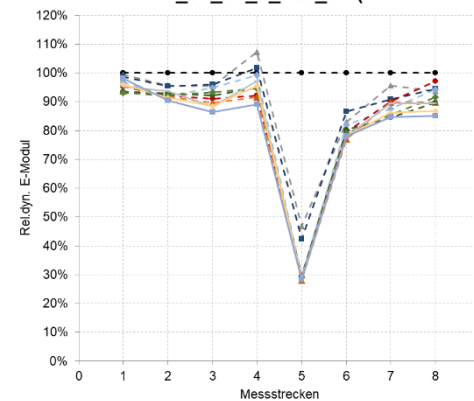
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- ◆- 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_000_O (Messlinie B)



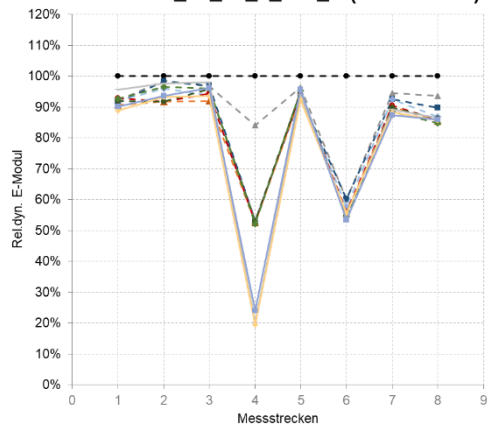
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- ◆- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_2_150_b (Messlinie B)



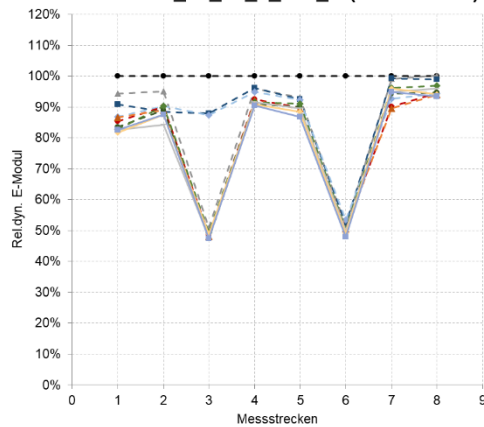
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- ◆- 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_150_b (Messlinie A)



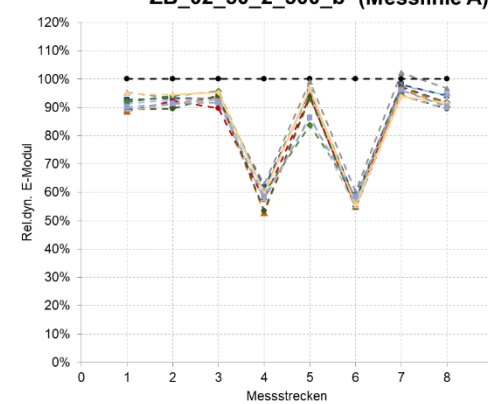
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- ◆- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_2_300_b (Messlinie A)



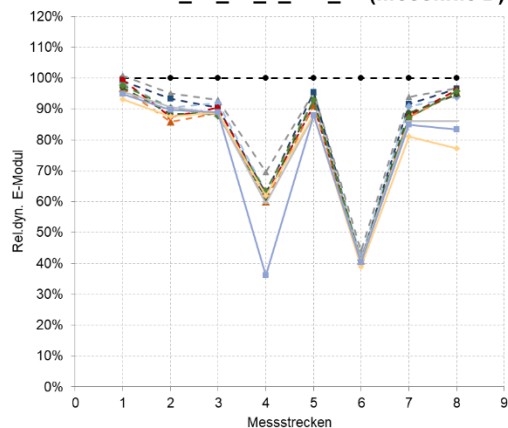
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- ◆- 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_300_b (Messlinie A)



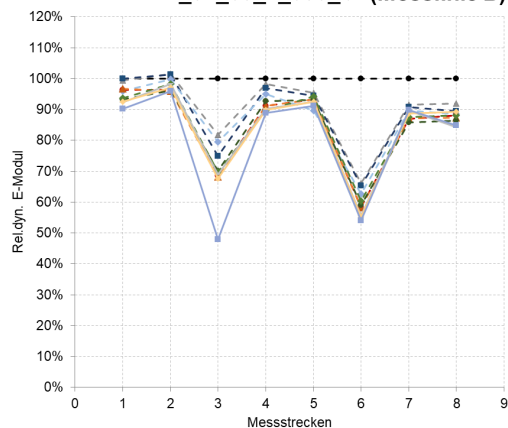
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- ◆- 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_150_b (Messlinie B)



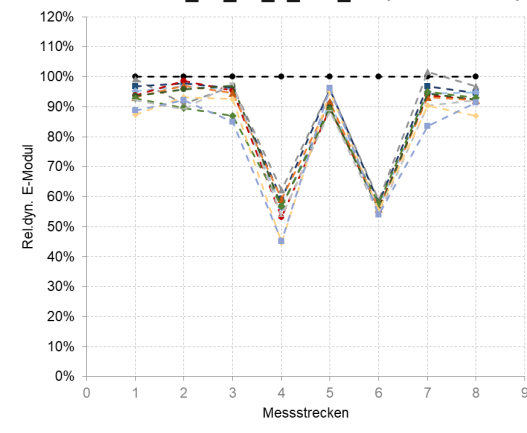
- - 0 Zyklen
- - 10.000 Zyklen
- - 50.000 Zyklen
- - 100.000 Zyklen
- - 250.000 Zyklen
- ▲ - 500.000 Zyklen
- - 1.000.000 Zyklen
- - 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_2_300_b (Messlinie B)



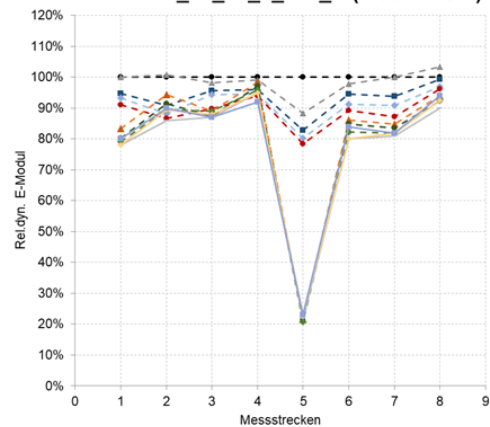
- - 0 Zyklen
- - 10.000 Zyklen
- - 50.000 Zyklen
- - 100.000 Zyklen
- - 250.000 Zyklen
- ▲ - 500.000 Zyklen
- - 1.000.000 Zyklen
- - 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_300_b (Messlinie B)



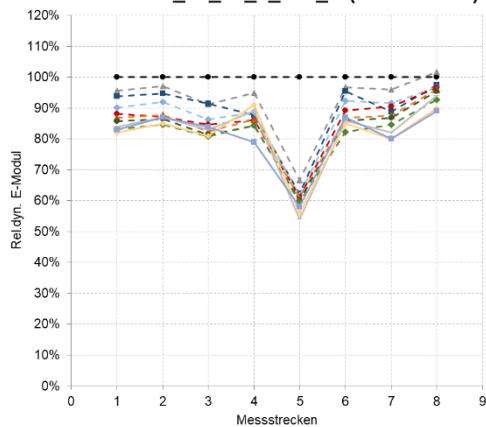
- - 0 Zyklen
- - 10.000 Zyklen
- - 50.000 Zyklen
- - 100.000 Zyklen
- - 250.000 Zyklen
- ▲ - 500.000 Zyklen
- - 1.000.000 Zyklen
- - 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_1_150_a (Messlinie A)



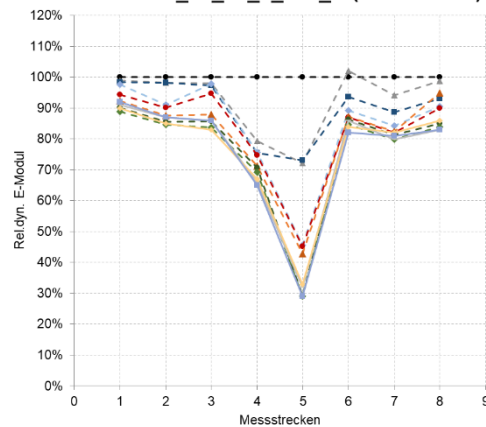
- - 0 Zyklen
- - 10.000 Zyklen
- - 50.000 Zyklen
- - 100.000 Zyklen
- - 250.000 Zyklen
- ▲ - 500.000 Zyklen
- - 1.000.000 Zyklen
- - 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_2_150_a (Messlinie A)



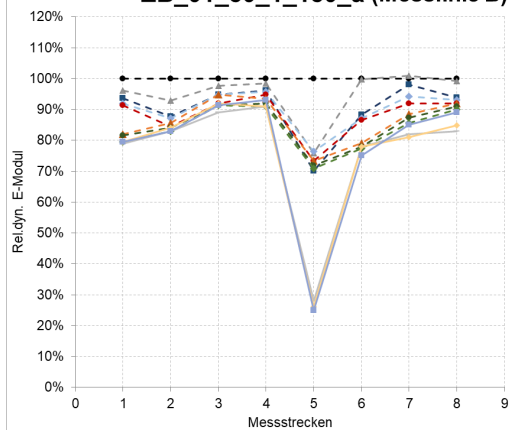
- - 0 Zyklen
- - 10.000 Zyklen
- - 50.000 Zyklen
- - 100.000 Zyklen
- - 250.000 Zyklen
- ▲ - 500.000 Zyklen
- - 1.000.000 Zyklen
- - 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_150_a (Messlinie A)



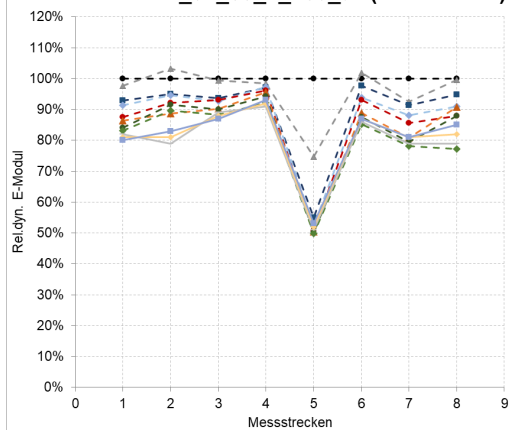
- - 0 Zyklen
- - 10.000 Zyklen
- - 50.000 Zyklen
- - 100.000 Zyklen
- - 250.000 Zyklen
- ▲ - 500.000 Zyklen
- - 1.000.000 Zyklen
- - 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_1_150_a (Messlinie B)



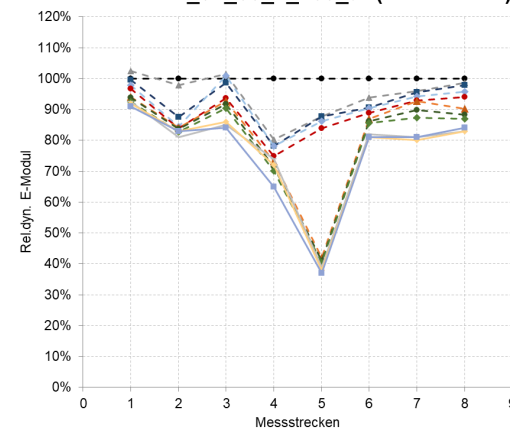
- 0 Zyklen
- ◆ 100.000 Zyklen
- ◆ 1.000.000 Zyklen
- ◆ 4.000.000 Zyklen
- ◆ 10.000 Zyklen
- ◆ 250.000 Zyklen
- ◆ 2.000.000 Zyklen
- ◆ 50.000 Zyklen
- ◆ 500.000 Zyklen
- ◆ 3.000.000 Zyklen
- ◆ 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_2_150_a (Messlinie B)



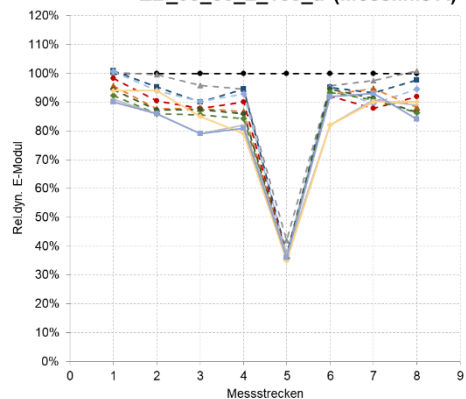
- 0 Zyklen
- ◆ 100.000 Zyklen
- ◆ 1.000.000 Zyklen
- ◆ 4.000.000 Zyklen
- ◆ 10.000 Zyklen
- ◆ 250.000 Zyklen
- ◆ 2.000.000 Zyklen
- ◆ 50.000 Zyklen
- ◆ 500.000 Zyklen
- ◆ 3.000.000 Zyklen
- ◆ 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_150_a (Messlinie B)



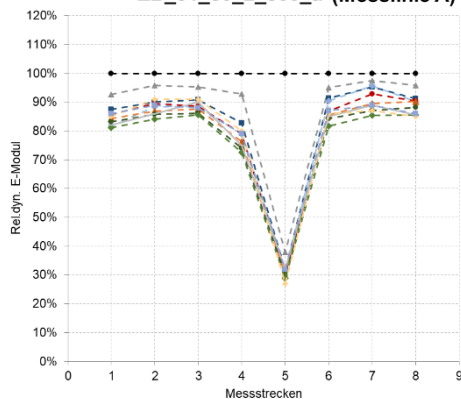
- 0 Zyklen
- ◆ 100.000 Zyklen
- ◆ 1.000.000 Zyklen
- ◆ 4.000.000 Zyklen
- ◆ 10.000 Zyklen
- ◆ 250.000 Zyklen
- ◆ 2.000.000 Zyklen
- ◆ 50.000 Zyklen
- ◆ 500.000 Zyklen
- ◆ 3.000.000 Zyklen
- ◆ 5.000.000 Zyklen

ZB_03_50_2_150_a (Messlinie A)



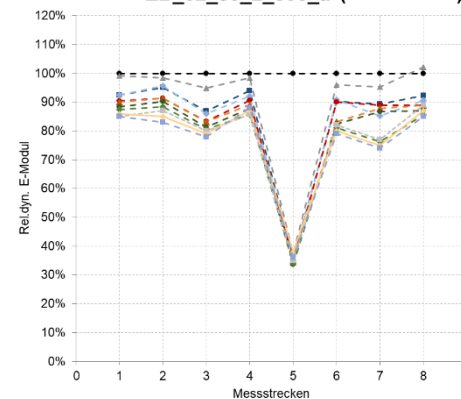
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- ◆- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- ◆- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_2_300_a (Messlinie A)



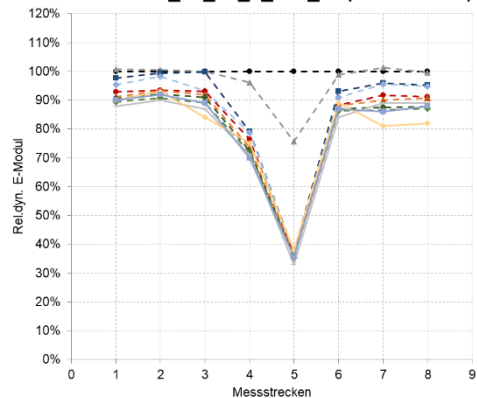
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- ◆- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- ◆- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_300_a (Messlinie A)



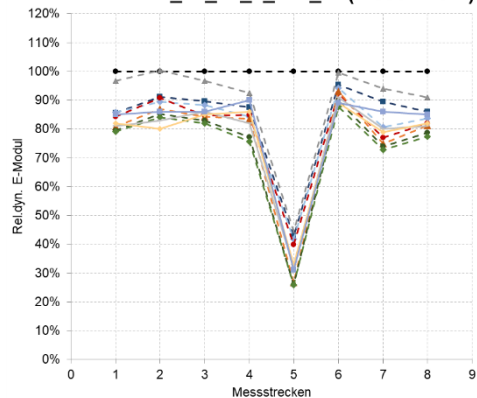
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- ◆- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- ◆- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_03_50_2_150_a (Messlinie B)



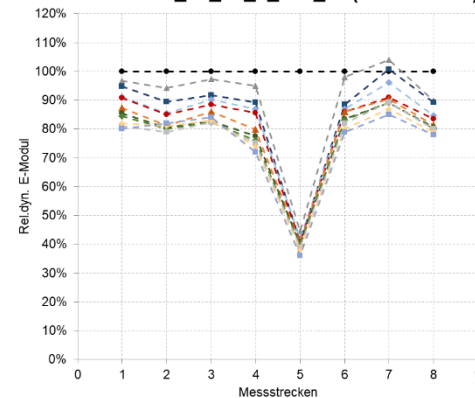
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- ◆- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- ◆- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_50_2_300_a (Messlinie B)



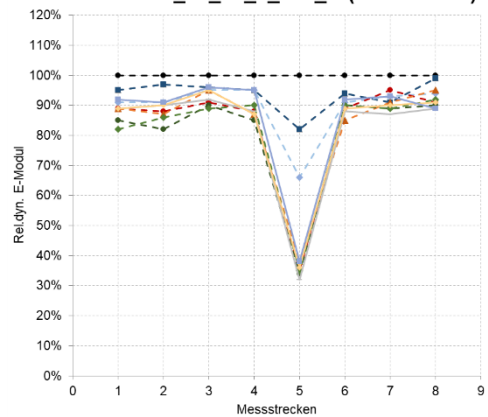
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- ◆- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- ◆- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_02_50_2_300_a (Messlinie B)



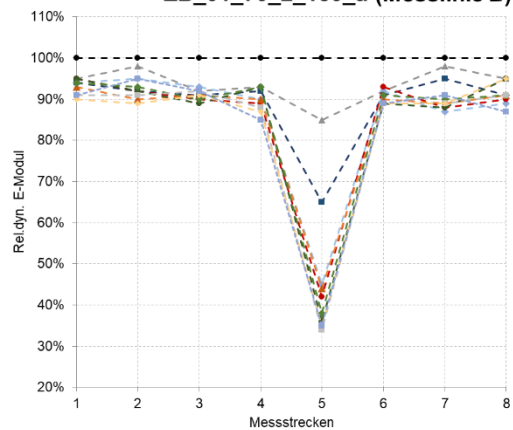
- 0 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- ◆- 100.000 Zyklen
- ◆- 250.000 Zyklen
- ▲- 500.000 Zyklen
- ◆- 1.000.000 Zyklen
- ◆- 2.000.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen
- ▲- 4.000.000 Zyklen
- 5.000.000 Zyklen

ZB_01_70_2_150_a (Messlinie A)



- 0 Zyklen
- 100.000 Zyklen
- 1.000.000 Zyklen
- 4.000.000 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- ▲- 250.000 Zyklen
- ▲- 2.000.000 Zyklen
- ▲- 5.000.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- 500.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen

ZB_01_70_2_150_a (Messlinie B)



- 0 Zyklen
- 100.000 Zyklen
- 1.000.000 Zyklen
- 4.000.000 Zyklen
- ▲- 10.000 Zyklen
- ▲- 250.000 Zyklen
- ▲- 2.000.000 Zyklen
- ▲- 5.000.000 Zyklen
- 50.000 Zyklen
- 500.000 Zyklen
- 3.000.000 Zyklen

AP 3: Versuchsergebnisse Scherversuche an Bohrkernen aus zyklisch belasteten Verbundprobekörpern

Scherversuche (Verbundfuge)																
Probenbezeichnung		Unbelastet				Probenbezeichnung	Belastet				Mittelwerte		Differenz	Standardabweichung		
		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung	unbelastet	belastet		unbelastet	belastet	
		[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]		[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
ZB_02_50_2_000_0	1.1															
	SV1.1_1	149,2	17475	98480	5,636	SV1.1_3	149	17475	70330	4,025	6,201	4,611	-26%	0,799	0,829	
	SV1.1_2	149	17451	118070	6,766	SV1.1_4	149	17475	90810	5,197						
ZB_01_50_2_000_0	1.6															
	SV1.6_1	149,2	17475	65010	3,720	SV1.6_3	149,2	17475	57740	3,304	3,694	3,292	-11%	0,038	0,018	
	SV1.6_2	149,1	17451	63990	3,667	SV1.6_4	149,2	17475	57300	3,279						
ZB_01_50_2_150_b	1.4															
	SV1.4_1	150,1	17686	90440	5,114	SV1.4_3	149,3	17498	78650	4,495	5,525	4,870	-12%	0,582	0,531	
	SV1.4_2	149,2	17475	103740	5,937	SV1.4_4	149,5	17545	92030	5,245						
ZB_02_50_2_150_b	1.5															
	SV1.5_1	149,3	17498	86570	4,947	SV1.5_3	149,3	17498	65880	3,765	4,746	3,796	-20%	0,285	0,044	
	SV1.5_2	150,2	17710	80470	4,544	SV1.5_4	149,5	17545	67140	3,827						
ZB_01_50_2_300_b	1.2															
	SV1.2_1	149,2	17475	81500	4,664	SV1.2_3	149,2	17475	66410	3,800	MW	5,135	4,333	-16%	0,434	0,287
	SV1.2_2	149,2	17475	86980	4,978	SV1.2_4	149,6	17568	74640	4,249	4,821	4,024	-17%	0,222	0,317	
ZB_02_50_2_300_b	1.3															
	SV1.3_1	149,3	17498	81380	4,651	SV1.3_3	149,1	17451	85170	4,880	4,622	4,873	5%	0,041	0,011	
	SV1.3_2	149,0	17428	80050	4,593	SV1.3_4	149,1	17451	84900	4,865						
ZB_01_50_1_150_a	2.6															
	SV2.6_1	149,8	17615	98630	5,599	SV2.6_3	149,6	17568	87690	4,991	MW	4,721	4,449	-6%	0,131	0,164
	SV2.6_2	149,6	17568	81490	4,638	SV2.6_4	149,1	17451	72950	4,180	5,119	4,586	-10%	0,679	0,574	
ZB_01_50_2_150_a	2.2															
	SV2.2_1	149,3	17498	101460	5,798	SV2.2_3	149,1	17451	93550	5,361	5,499	5,102	-7%	0,423	0,366	
	SV2.2_2	149,2	17475	90860	5,200	SV2.2_4	149,2	17475	84630	4,843						

Scherversuche (Verbundfuge)															
Probenbezeichnung	Unbelastet				Probenbezeichnung	Belastet				Mittelwerte		Differenz	Standardabweichung		
	Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung	unbelastet	belastet		unbelastet	belastet	
	[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]		[mm]	[mm ²]	[N]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	
ZB_02_50_2_150_a	2.3														
	SV2.3_1	150,1	17686	89960	5,086	SV2.3_3	149,8	17615	85630	4,861	5,181	4,927	-5%	0,133	0,094
	SV2.3_2	149,9	17639	93050	5,275	SV2.3_4	149,7	17592	87850	4,994					
ZB_03_50_2_150_a	2.5														
	SV2.5_1	149,2	17475	95460	5,463	SV2.5_3	149,5	17545	81450	4,642	5,381	4,747	-12%	0,116	0,148
	SV2.5_2	149,3	17498	92720	5,299	SV2.5_4	149,3	17498	84890	4,851					
ZB_01_70_2_150_a	3.1								MW	5,354	4,925	-8%	0,224	0,203	
	SV3.1_1	149,8	17615	99780	5,664	SV3.1_3	149,5	17545	89220	5,085	5,273	4,799	-9%	0,553	0,405
	SV3.1_2	149,6	17568	85763	4,882	SV3.1_4	149,3	17498	78970	4,513					
ZB_01_50_2_300_a	2.1								MW	5,273	4,799	-9%	0,553	0,405	
	SV2.1_1	149,7	17592	87960	5,000	SV2.1_3	150,3	17733	81610	4,602	5,055	4,558	-10%	0,078	0,062
	SV2.1_2	149,3	17498	89410	5,110	SV2.1_4	150,1	17686	79850	4,515					
ZB_02_50_2_300_a	2.4														
	SV2.4_1	150,2	17710	95630	5,400	SV2.4_3	150,1	17686	79440	4,492	5,237	4,568	-13%	0,230	0,108
	SV2.4_2	150,1	17686	89750	5,075	SV2.4_4	149,9	17639	81920	4,644					
									MW	5,146	4,563	-11%	0,154	0,085	
									MAX	6,201	5,102	5%	0,799	0,829	
									MIN	3,694	3,292	-26%	0,038	0,011	
									MW	5,104	4,519	-11%	0,322	0,270	

AP 3: Versuchsergebnisse Zugversuche an Bohrkernen aus zyklisch belasteten Verbundprobekörpern

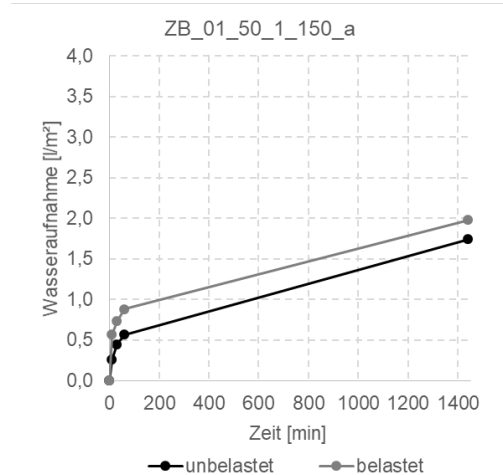
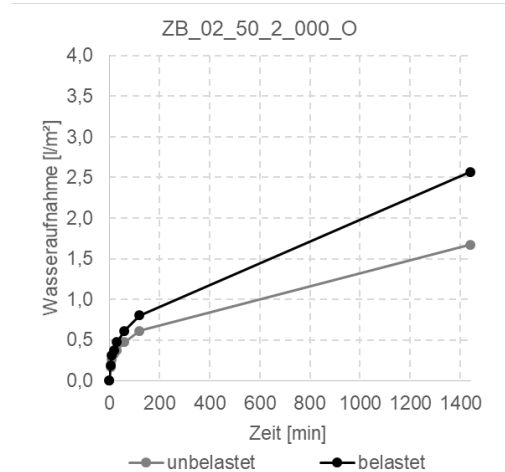
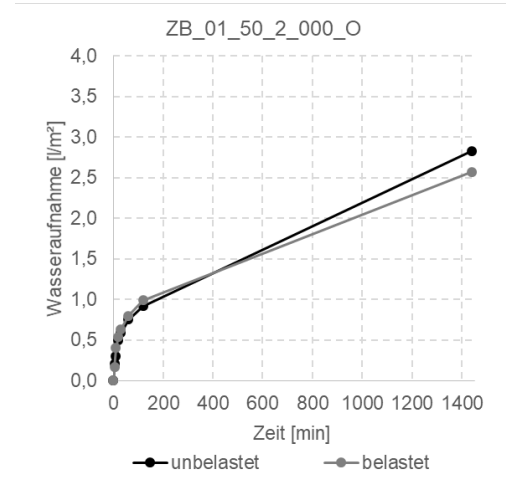
Zugversuche																	
Probenbezeichnung		Unbelastet					Probenbezeichnung	Belastet					Mittelwerte		Differenz	Standardabweichung	
		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung	Bruchebene		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung	Bruchebene	unbelastet	belastet		unbelastet	belastet
		[mm]	[mm ²]	[N]	Mpa = N/mm ²			[mm]	[mm ²]	[N]	Mpa = N/mm ²		Mpa = N/mm ²	Mpa = N/mm ²		[%]	Mpa = N/mm ²
ZB_02_50_2_000_0	1.1																
ZV1	ZV1.1_1	102,13	8188	16670	2,036	A/B	ZV1.1_3	98,96	7688	15000	1,951	A	2,095	1,979	-6%	0,084	0,040
ZV2	ZV1.1_2	98,74	7653	16490	2,155	B	ZV1.1_4	99,01	7695	15450	2,008	A					
ZB_01_50_2_000_0	1.6																
ZV1	ZV1.6_1	103,77	8453	13380	1,583	A	ZV1.6_3	103,64	8432	10730	1,273	A	1,819	1,592	-12%	0,334	0,452
ZV2	ZV1.6_2	103,66	8435	17330	2,055	A	ZV1.6_4	103,69	8440	16140	1,912	A/B					
ZB_01_50_2_150_b	1.4												1,957	1,786	-9%	0,209	0,246
ZV1	ZV1.4_1	98,92	7681	17880	2,328	A	ZV1.4_3	99,00	7694	18630	2,421	B	2,265	2,232	-1%	0,089	0,267
ZV2	ZV1.4_2	98,97	7689	16930	2,202	A	ZV1.4_4	99,00	7694	15720	2,043	A					
ZB_02_50_2_150_b	1.5																
ZV1	ZV1.5_1	103,68	8438	15270	1,810	D	ZV1.5_3	103,73	8447	18330	2,170	A	2,005	1,484	-26%	0,276	0,971
ZV2	ZV1.5_2	96,12	7253	15960	2,201	A	ZV1.5_4	103,78	8455	6740	0,797	A					
ZB_01_50_2_300_b	1.2												2,135	1,858	-14%	0,183	0,619
ZV1	ZV1.2_1	98,91	7680	15250	1,986	A	ZV1.2_3	98,97	7689	14270	1,856	A	1,868	1,619	-13%	0,167	0,336
ZV2	ZV1.2_2	99,00	7694	13460	1,749	A	ZV1.2_4	99,01	7695	10630	1,381	A					
ZB_02_50_2_300_b	1.3																
ZV1	ZV1.3_1	104,27	8535	15510	1,817	D	ZV1.3_3	103,67	8437	13450	1,594	A	1,896	1,589	-16%	0,112	0,008
ZV2	ZV1.3_2	103,87	8469	16730	1,975	A	ZV1.3_4	103,60	8425	13340	1,583	B					
													1,882	1,604	-15%	0,139	0,172

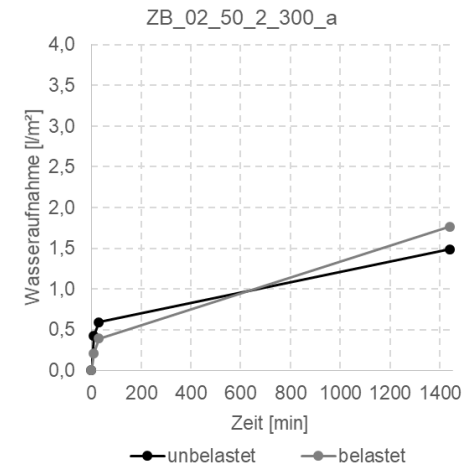
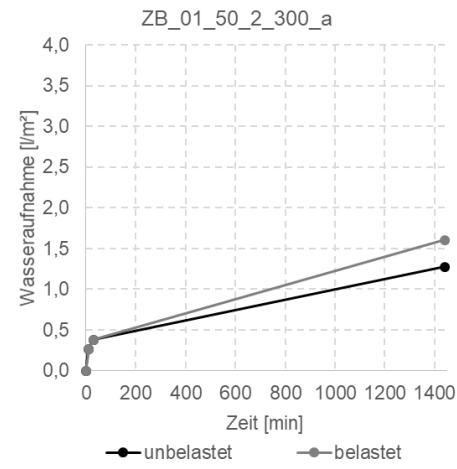
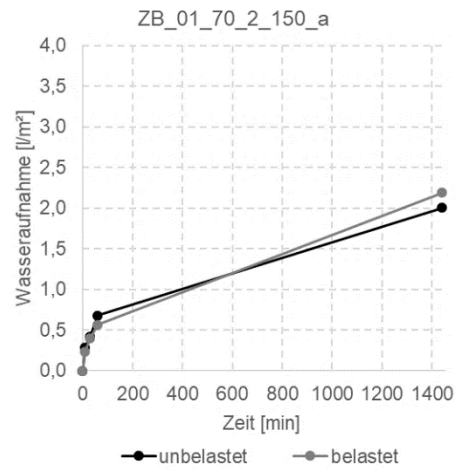
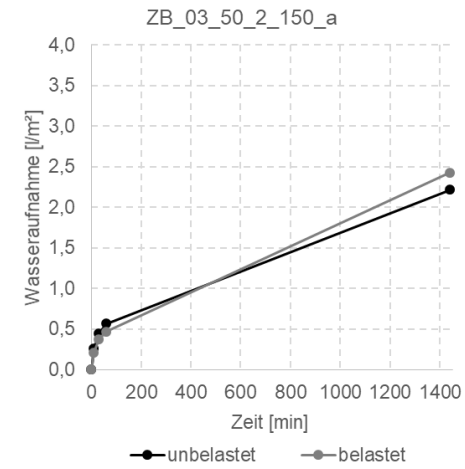
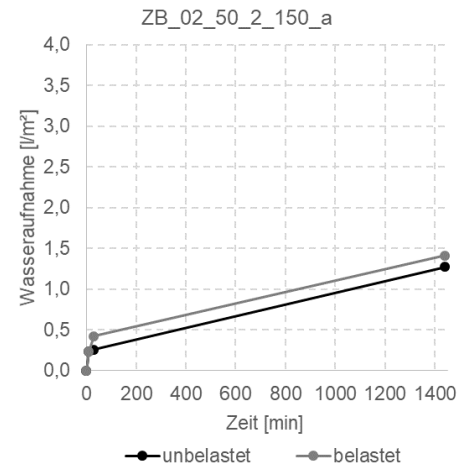
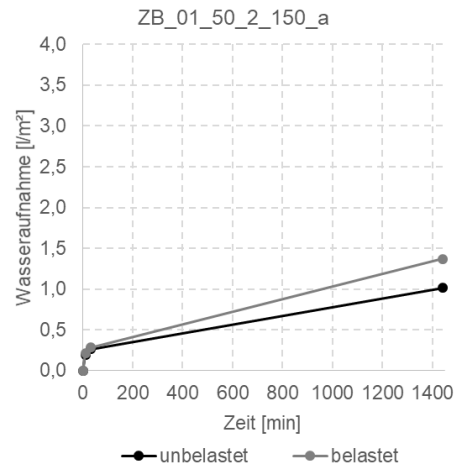
Zugversuche																	
Probenbezeichnung		Unbelastet					Probenbezeichnung	Belastet					Mittelwerte		Differenz	Standardabweichung	
		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung	Bruchebene		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung	Bruchebene	unbelastet	belastet		unbelastet	belastet
		[mm]	[mm ²]	[N]	Mpa = N/mm ²			[mm]	[mm ²]	[N]	Mpa = N/mm ²		Mpa = N/mm ²	Mpa = N/mm ²	[%]	Mpa = N/mm ²	Mpa = N/mm ²
ZB_01_50_1_150_a	2.6																
SV1	SV2.6_1	101,2	8044	17860	2,220	A	SV2.6_3	104,1	8507	16720	1,965	A	2,118	1,894	-11%	0,144	0,101
SV2	SV2.6_2	103,4	8393	16920	2,016	A	SV2.6_4	98,1	7555	13770	1,823	B					
ZB_01_50_2_150_a	2.2										MW alle Balken		2,118	1,894	-11%	0,144	0,101
SV1	SV2.2_1	98,6	7632	15840	2,076	A	SV2.2_3	99,5	7772	13540	1,742	A	2,031	1,703	-16%	0,063	0,056
SV2	SV2.2_2	97,3	7432	14760	1,986	A	SV2.2_4	95,6	7174	11930	1,663	A					
ZB_02_50_2_150_a	2.3		0						0								
SV1	SV2.3_1	101,4	8071	16430	2,036	A	SV2.3_3	98,2	7570	13470	1,779	A	2,112	1,861	-12%	0,108	0,115
SV2	SV2.3_2	99,8	7819	17110	2,188	A	SV2.3_4	102,3	8215	15960	1,943	A					
ZB_03_50_2_150_a	2.5																
SV1	SV2.5_1	97,6	7478	16780	2,244	A/B	SV2.5_3	104,8	8622	14750	1,711	A	2,270	1,883	-17%	0,036	0,244
SV2	SV2.5_2	99,7	7803	17910	2,295	A	SV2.5_4	99,6	7787	16010	2,056	D					
ZB_01_70_2_150_a	3.1										MW alle Balken		2,191	1,872	-14%	0,072	0,180
SV1	SV3.1_1	96,4	7295	16420	2,251	A	SV3.1_3	94,3	6981	13420	1,922	A	2,180	1,916	-12%	0,100	0,009
SV2	SV3.1_2	102,3	8215	17330	2,109	D	SV3.1_4	94,2	6966	13300	1,909	A					
											MW alle Balken		2,180	1,916	-12%	0,100	0,009

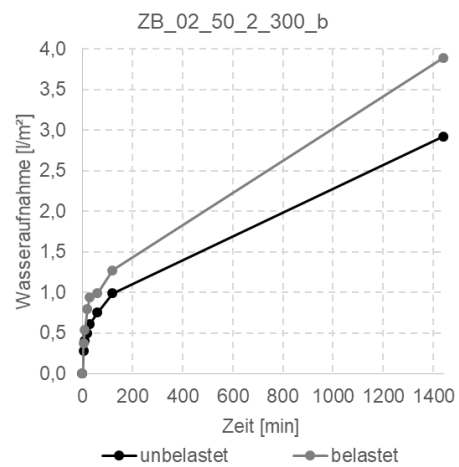
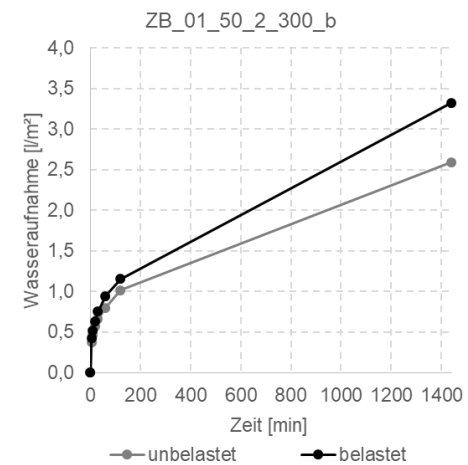
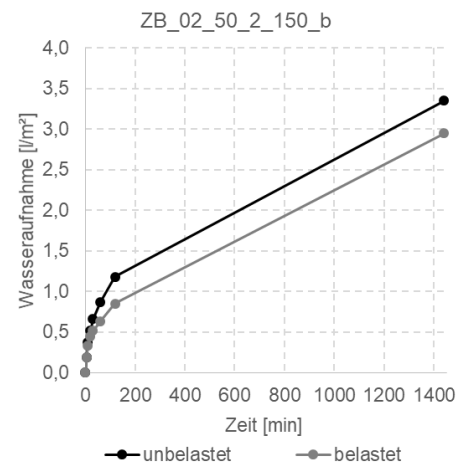
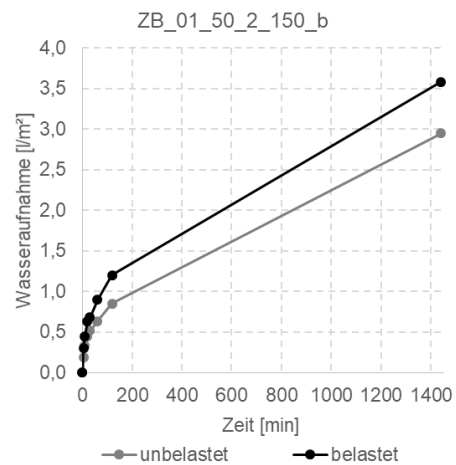
Zugversuche																	
Probenbezeichnung		Unbelastet					Probenbezeichnung	Belastet					Mittelwerte		Differenz	Standardabweichung	
		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung	Bruchebene		Durchmesser	Querschnittsfläche	max. gemessene Kraft	Spannung	Bruchebene	unbelastet	belastet		unbelastet	belastet
		[mm]	[mm ²]	[N]	Mpa = N/mm ²			[mm]	[mm ²]	[N]	Mpa = N/mm ²		Mpa = N/mm ²	Mpa = N/mm ²	[%]	Mpa = N/mm ²	Mpa = N/mm ²
ZB_01_50_2_300_a	2.1																
SV1	SV2.1_1	101,4	8071	15490	1,919	A	SV2.1_3	96,8	7356	12110	1,646	A	1,927	1,669	-13%	0,011	0,033
SV2	SV2.1_2	101,6	8103	15680	1,935	A	SV2.1_4	96,3	7280	12320	1,692	A					
ZB_02_50_2_300_a	2.4		0						0								
SV1	SV2.4_1	102,8	8296	16840	2,030	A	SV2.4_3	97,4	7447	12660	1,700	A	1,840	1,582	-14%	0,269	0,166
SV2	SV2.4_2	103,4	8393	13850	1,650	D	SV2.4_4	97,9	7524	11020	1,465	D					
											MW alle Balken		1,884	1,626	-14%	0,140	0,099
											MAX		2,270	2,232	-1%	0,334	0,971
											MIN		1,819	1,484	-26%	0,011	0,008
											MW		2,039	1,778	-13%	0,139	0,211

AP 4: Diagramme Wasseraufnahme - Karsten-Röhrchen

Unbelastet – Karstenröhrchen in zyklisch unbelasteten Balkenbereichen platziert, belastet - Karstenröhrchen in zyklisch belasteten Balkenbereichen platziert







AP 4: Versuchsergebnisse Wasseraufnahme - Karsten-Röhrchen

Wasseraufnahme mit Karsten-Röhrchen													
Probenbezeichnung		Unbelastet			Probenbezeichnung	Belastet			Mittelwerte		Differenz	Standardabweichung	
		aufgenommene Wassermenge		Wasseraufnahmekoeffizient		aufgenommene Wassermenge	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient		Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient
		[ml]	[l/m ²]	kg / (m ² · √h)			[ml]	[l/m ²]	kg / (m ² · √h)	kg / (m ² · √h)		kg / (m ² · √h)	kg / (m ² · √h)
ZB_02_50_2_000_0	1.1												
	1.1_1	1,30	1,84	0,38	1.1_4	1,50	2,12	0,43	0,342	0,525	54%	0,046	0,171
	1.1_2	1,25	1,77	0,36	1.1_5	2,50	3,54	0,72					
	1.1_3	1,00	1,41	0,29	1.1_6	1,45	2,05	0,42					
ZB_01_50_2_000_0	1.6												
	1.6_1	1,60	2,26	0,46	1.6_4	2,10	2,97	0,61	0,525	0,577	10%	0,058	0,029
	1.6_2	2,00	2,83	0,58	1.6_5	2,00	2,83	0,58					
	1.6_3	1,85	3	0,53	1.6_6	1,90	2,69	0,55					
ZB_01_50_2_150_b	1.4						MW alle Balken		0,433	0,551	32%	0,052	0,100
	1.4_1	2,70	3,82	0,78	1.4_4	2,70	3,82	0,78	0,645	0,731	13%	0,120	0,044
	1.4_2	2,10	2,97	0,61	1.4_5	2,50	3,54	0,72					
	1.4_3	1,90	2,69	0,55	1.4_6	2,40	3,39	0,69					
ZB_02_50_2_150_b	1.5						Balken						
	1.5_1	1,40	1,98	0,40	1.5_4	2,00	2,83	0,58	0,601	0,683	14%	0,202	0,093
	1.5_2	2,05	2,90	0,59	1.5_5	2,60	3,68	0,75					
	1.5_3	2,80	3,96	0,81	1.5_6	2,50	3,54	0,72					
								MW alle Balken		0,623	0,707	14%	0,161

Probenbezeichnung	Unbelastet			Probenbezeichnung	Belastet			Mittelwerte			Differenz	Standardabweichung		
	aufgenommene Wassermenge		Wasseraufnahmekoeffizient		aufgenommene Wassermenge	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient		Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient
	[ml]	[l/m ²]	kg / (m ² · √h)											
ZB_01_50_2_300_b	1.2													
	1.2_1	1,60	2,26	0,46	1.2_4	2,35	3,32	0,68	0,529	0,678	28%	0,060	0,014	
	1.2_2	2,00	2,83	0,58	1.2_5	2,30	3,25	0,66						
	1.2_3	1,90	2,69	0,55	1.2_6	2,40	3,39	0,69						
ZB_02_50_2_300_b	1.3													
	1.3_1	2,30	3,25	0,66	1.3_4	2,85	4,03	0,82	0,597	0,794	33%	0,073	0,147	
	1.3_2	2,10	2,97	0,61	1.3_5	3,20	4,53	0,92						
	1.3_3	1,80	2,55	0,52	1.3_6	2,20	3,11	0,64						
ZB_01_50_1_150_a							MW alle Balken		0,563	0,736	31%	0,066	0,080	
	2.6													
	2.6_1	1,20	1,70	0,35	2.6_4	1,50	2,12	0,43	0,356	0,404	14%	0,017	0,050	
	2.6_2	1,20	1,70	0,35	2.6_5	1,50	2,12	0,43						
	2.6_3	1,30	1,84	0,38	2.6_6	1,20	1,70	0,35						
ZB_01_50_2_150_a	2.2						MW alle Balken		0,356	0,404	14%	0,017	0,050	
	2.2_1	0,55	0,78	0,16	2.2_4	0,80	1,13	0,23	0,207	0,279	35%	0,051	0,060	
	2.2_2	0,70	0,99	0,20	2.2_5	0,90	1,27	0,26						
	2.2_3	0,90	1,27	0,26	2.2_6	1,20	1,70	0,35						
ZB_02_50_2_150_a	2.3													
	2.3_1	1,20	1,70	0,35	2.3_4	1,00	1,41	0,29	0,260	0,289	11%	0,104	0,058	
	2.3_2	1,00	1,41	0,29	2.3_5	1,20	1,70	0,35						
	2.3_3	0,50	0,71	0,14	2.3_6	0,80	1,13	0,23						
ZB_03_50_2_150_a	2.5													
	2.5_1	1,35	1,91	0,39	2.5_4	1,85	2,62	0,53	0,452	0,496	10%	0,058	0,036	
	2.5_2	1,60	2,26	0,46	2.5_5	1,70	2,40	0,49						
	2.5_3	1,75	2,48	0,51	2.5_6	1,60	2,26	0,46						
							MW alle Balken		0,306	0,354	19%	0,071	0,051	

Probenbezeichnung		Unbelastet			Probenbezeichnung	Belastet			Mittelwerte		Differenz	Standardabweichung	
		aufgenommene Wassermenge		Wasseraufnahmekoeffizient		aufgenommene Wassermenge	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient		Wasseraufnahmekoeffizient	Wasseraufnahmekoeffizient
		[ml]	[l/m ²]	kg / (m ² · √h)		[ml]	[l/m ²]	kg / (m ² · √h)	kg / (m ² · √h)	kg / (m ² · √h)		kg / (m ² · √h)	kg / (m ² · √h)
ZB_01_70_2_150_a	3.1												
	3.1_1	1,20	1,70	0,35	3.1_4	1,45	2,05	0,42	0,409	0,448	9%	0,258	0,025
	3.1_2	0,65	0,92	0,19	3.1_5	1,60	2,26	0,46					
	3.1_3	2,40	3,39	0,69	3.1_6	1,60	2,26	0,46					
ZB_01_50_2_300_a	2.1						MW alle Balken		0,409	0,448	9%	0,258	0,025
	2.1_1	0,90	1,27	0,26	2.1_4	1,20	1,70	0,35	0,260	0,327	26%	0,000	0,017
	2.1_2	0,90	1,27	0,26	2.1_5	1,10	1,56	0,32					
	2.1_3	0,90	1,27	0,26	2.1_6	1,10	1,56	0,32					
ZB_02_50_2_300_a	2.4												
	2.4_1	0,80	1,13	0,23	2.4_4	1,35	1,91	0,39	0,303	0,371	22%	0,066	0,046
	2.4_2	1,10	1,56	0,32	2.4_5	1,40	1,98	0,40					
	2.4_3	1,25	1,77	0,36	2.4_6	1,10	1,56	0,32					
						MW alle Balken		0,282	0,349	24%	0,033	0,032	
						MAX		0,645	0,794	54%	0,258	0,171	
						MIN		0,207	0,279	9%	0,000	0,014	
						MW		0,423	0,508	21%	0,089	0,060	

AP 4: Versuchsergebnisse Verschleißwiderstand nach Böhme nach zyklischer Belastung

		ZB_02_50_2_000_0				ZB_01_50_2_300_b				ZB_02_50_2_000_0			CRC
Probekörper	[-]	1.1 SV 1	1.1 SV 2	1.1 SV 3	1.1 SV 4	1.2 SV 1	1.2 SV 2	1.2 SV 3	1.2 SV 4	1.1 CDF 1	1.1 CDF2	1.1 CDF4	Mittelwert
Verschleißfläche A	[cm ²]	48,8	49,1	49,0	47,7	48,9	47,5	48,9	50,2	46,4	48,8	49,4	48,75
Seitenlänge a	[cm]	7,08	7,09	7,03	6,88	7,01	6,98	6,95	7,13	6,84	7,08	7,02	6,95
Seitenlänge b	[cm]	6,89	6,93	6,97	6,93	6,98	6,80	7,03	7,04	6,78	6,89	7,03	7,02
Dichte	[g/cm ³]	2,39	2,38	2,39	2,36	2,39	2,40	2,39	2,33	2,12	2,21	2,22	2,38
Höhe l	[cm]	5,36	5,38	5,3	5,03	4,47	4,45	5,15	4,89	6,91	6,91	6,71	7,03
Masse m	[g]	625,76	628,89	621,77	565,33	523,35	507,68	601,27	571,76	680,93	743,63	733,60	814,94
Dickerverlust Δl													
nach 0 Zyklen	[mm]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
nach 4 Zyklen	[mm]	0,70	0,57	0,73	0,66	0,84	0,77	0,68	0,68	0,57	0,66	1,03	0,52
nach 8 Zyklen	[mm]	1,30	1,10	1,31	1,29	1,36	1,32	1,24	1,23	1,13	1,28	1,58	1,06
nach 12 Zyklen	[mm]	1,90	1,65	1,89	1,93	1,88	1,87	1,83	1,78	1,68	1,91	2,05	1,60
nach 16 Zyklen	[mm]	2,45	2,22	2,50	2,60	2,42	2,41	2,40	2,37	2,30	2,53	2,65	2,12
Massenänderung Δm													
nach 0 Zyklen	[g]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
nach 4 Zyklen	[g]	6,04	6,45	6,70	7,14	7,42	6,95	7,32	8,03	5,74	9,15	8,25	6,18
nach 8 Zyklen	[g]	12,66	12,33	13,20	14,29	13,21	12,87	13,85	14,30	11,78	15,91	16,28	12,31
nach 12 Zyklen	[g]	19,48	19,43	19,66	21,34	19,39	19,34	20,66	20,66	18,08	23,07	22,05	18,39
nach 16 Zyklen	[g]	26,06	25,95	26,76	28,99	25,67	25,51	27,29	27,67	24,88	30,30	28,49	24,53

		ZB_02_50_2_000_0				ZB_01_50_2_300_b				ZB_02_50_2_000_0			CRC
Probekörper	[-]	1.1 SV 1	1.1 SV 2	1.1 SV 3	1.1 SV 4	1.2 SV 1	1.2 SV 2	1.2 SV 3	1.2 SV 4	1.1 CDF 1	1.1 CDF2	1.1 CDF4	Mittelwert
Verschleißwiderstand nach Böhme													
nach Volumenverlust ($A = \Delta V = \Delta m / \rho R$)	[cm ³ / 50 cm ²]	10,89	10,91	11,18	12,30	10,73	10,61	11,42	11,88	11,71	13,73	12,86	10,31
nach Dickenverlust ($A = \Delta l * 5$)	[cm ³ / 50 cm ²]	12,26	11,10	12,49	13,00	12,08	12,06	11,99	11,83	11,52	12,67	13,23	10,62
Mittelwerte													
nach Volumenverlust ($A = \Delta V = \Delta m / \rho R$)	[cm ³ / 50 cm ²]	10,90		11,74		10,67		11,65		12,72		12,86	10,31
nach Dickenverlust ($A = \Delta l * 5$)	[cm ³ / 50 cm ²]	11,68		12,75		12,07		11,91		12,09		12,86	10,62
		unbelastet		belastet		unbelastet		belastet		unbelastet		belastet	[-]

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2022

S 171: Informationssystem Straßenzustand Teil 2: Entwicklung von Sensoren zur Erfassung des strukturellen Zustandes von Asphaltstraßen (SENSOR)

Bald, Böhm, Čičković, Tiemann, Hill, Peitsch, Gablovský, Muschalla, Czaja, Ulrich, Farbischewski, Huczek
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 172: Verbesserung der Erfassung des Verhaltens von Trag-schichten ohne Bindemittel (ToB) zur Berücksichtigung in den RStO, RDO und den RSO

Wellner, Leischner, Spanier € 16,50

S 173: Analyse der Auswirkungen von Witterungsextremen an bestehenden Straßenbefestigungen in Betonbauweise

Villaret, Beckenbauer, Riwe, Tschernack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 174: Raumdichtebestimmung an hohlraumreichen Asphalten

Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 175: Einfluss der Fugenöffnungsweite auf die akustischen Eigenschaften von Fahrbahndecken aus Beton

Altreuther, Beckenbauer, Ertsey, Otto, Schubert, Kropp, Hoever
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 176: Strömungsmodelle zur Simulation der Durchsickerung von Straßenbauwerken mit Implementierung hydrologischer Parameter

Michaelides, Koukoulidou, Birle, Heyer, Vogt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 177: Bestimmung von Kenndaten zur sicheren Charakterisierung von Fugenvergussmassen

Breitenbücher, Buckenhüskes, Radenberg, Twer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 178: Ringversuch zum statischen Spaltzugversuch nach AL Sp-Beton

Weise, Hüsken, Niedack-Nad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 179: Die neue Autobahnverwaltung des Bundes – das Straßenrecht der Verkehrswende

Dürner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 180: Entwicklung eines aktuellen Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung gemäß den RDO Beton

Kathmann, Hermes, Kucera, Stöver, Neumann, Lehmkuhl, Pfeifer € 14,50

2023

S 181: Möglichkeiten und Grenzen des Georadarverfahrens

Hülsbömer, Weißelborg, Gogolin, Mörchen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 182: Optimierung der Anwendbarkeit der Probabilistik in der Dimensionierung und Substanzbewertung von Betonstraßen

Neumann, Liu, Blasl, Reinhardt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 183: Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphalteinlagen

Mollenhauer, Wetekam, Wistuba, Büchler, Al-Qudsi, Falchetto, Kollmus, Trifunović, Schmalz, Ziegler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 184: Generelle Methodik zur Abschnittsbildung bei der Erhaltung kommunaler Straßen

Berthold, Großmann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 185: Potenzialanalyse – Prozesssichere Herstellung lärm- armer Straßen in Betonbauweise OPB – Offenporiger Beton

Freudenstein, Bollin, Eger, Klein, Kränkel
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 186: Praxisgerechte Anforderungen an den Polierwiderstand feiner Gesteinskörnungen

Oeser, Schulze, Benninghoff, Renken
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 187: Überprüfung der Geotextilrobustheitsklassen hinsichtlich neuer Produktentwicklungen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 188: Untersuchungen an einer CEM III-Versuchsstrecke auf der BAB A7 bei Wörnitz

Kuhnsch
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 189: Optimierung der Zusammensetzung Offenporiger Asphalte zur Verbesserung des Nutzungsverhaltens

Radenberg, Breddemann
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 190: Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100

Ressel, Engel, Ferraro, Alber, Garrecht, Mielich, Wellner, Kamratowsky, Kraft
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 191: Vergleich der Gebrauchseigenschaften von Asphalten mit Polymermodifiziertem Bindemittel und Gummimodifizierten Bindemitteln mit unterschiedlichen Gummianteil

Hase, Beyersdorf, Hase, Rademacher, Schindler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 192: Analyse von Auswertungs- und Bewertungsverfahren für die Anwendung des Traffic-Speed-Deflectometers auf Asphaltbefestigungen

Čišković, Bald, Middendorf

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 193: Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses

Bolz, Wellner, Lindner, Schulze

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 194: Aspekte der Dimensionierung und Konstruktion zur Sicherstellung der Verfügbarkeit bei temporärer Nutzung von Randbereichen von Bundesfernstraßen

Wellner, Sommer, Clauß, Spanier, Villaret, Tschernack, Villaret, Gebhardt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 195: Verfahren zur Bildung und Beschreibung zustandshomogener Abschnitte und repräsentativer Kennzahlen für das Erhaltungsmanagement

Berthold, Großmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 196: Eignung konventioneller Prüfverfahren für Recycling-Baustoffe und industrielle Nebenprodukte im Erdbau

Huber, Birle, Heyer, Demond

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 197: Lösungsstudie zur Umsetzung der ASR A5.2 im Kontext mit der Herstellung von Betonfahrbahndecken

Tschernack, Gebhardt, Villaret

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 198: Erprobung von Betonfertigteilen für den Neubau und die grundlegende Erneuerung auf dem duraBAST

Alte-Teigeler, Britz, Kispert, Riwe, Tschernack, Villaret, Lüdike

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 199: Identifizierung relevanter Klimaparameter und Bestimmung von Schwellenwerten zu gravitativen Massenbewegungen

Steffen, Brendel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 200: Einfluss der Betonzusammensetzung von Straßenbetonen auf die Spaltzugfestigkeit unter Berücksichtigung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit

Schnellenbach-Held, Eßer, Johansen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 201: Textilbewehrter Oberbeton als Basis für eine fugenlose Oberfläche von Betonfahrbahnen

Breitenbücher, Neumann, Curbach, Baumgärtel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.