

Diploma Thesis

Property evaluation of the bonding surface in Whitetopping-structures

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

Diplomarbeit

Bewertung der Verbundeigenschaften in Whitetopping-Aufbauten

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

von

Pietro Longi, BSc

Matr.Nr.: 01226294

unter der Anleitung von

Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Ronald Blab**

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. **Lukas Eberhardsteiner, BSc**

Institut für Verkehrswissenschaften
Forschungsbereich Straßenwesen
Technische Universität Wien
Gusshausstraße 28/230/3,A-1040 Wien, Österreich

Wien, im 18. November 2021



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Danksagung

Diese Arbeit wurde am Institut für Verkehrswissenschaften, Forschungsbereich Straßenwesen der Technischen Universität Wien geschrieben und sie repräsentiert das Ende meiner Studienjahre an dieser Universität.

Ich möchte mich bei Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Ronald Blab bedanken, der es mir ermöglicht hat, als Mitarbeiter ein Teil seines Teams zu sein. Ein Dankeschön geht auch an alle Mitarbeiter dieses Forschungsinstitutes, die mich als Teil des Teams herzlichst willkommen geheißen haben.

Ein herzliches Dankeschön geht an Univ. Ass. Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Lukas Eberhardsteiner, der mich während der gesamten Zeit betreut hat. Er hat es auch ermöglicht, dass ich verschiedene Einblicke in die Forschung des Straßenwesens haben durfte.

Ich möchte auch an Univ. Ass. Dipl.-Ing. Kristina Bayraktarova ein großes Danke sagen, für die Möglichkeit mit Ihr an dem interessanten EcoRoads- Projekt mitzuarbeiten.

Außerdem an David Zhou, der mit seinen Latex- Kenntnissen, viel Zeit mit mir an meiner Arbeit verbracht hat, ein großes Danke und viel Glück für seine zukünftige Arbeit.

Ein Dankeschön geht auch an Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Hofko und sein Team im Straßenbautechnischen Labor der Technischen Universität Wien, die mich während meiner Zeit im Labor optimal unterstützen konnten.

Besonders will ich mich bei BSc. Bernhard Hadler bedanken der mich während den Hafzug- und Schubverbundprüfungen mit Geduld unterstützt hat.

An meine Eltern, Alessandra und Francesco, die mich immer unterstützt haben. Ohne sie wäre dies alles nicht möglich gewesen.

An meine Geschwister, Caterina und Federico, sage ich nur Danke für die vielen Augenblicke die wir zusammen verbracht haben und wo sie für mich da waren.

Dedicata a G.O.

Kurzfassung

Diese Arbeit untersucht die Möglichkeit der Instandsetzungs- und Erhaltungsmaßnahmen von Landesstraßen in der Whitetopping-Ausführung. Diese Variante, den Oberbau auszuführen, hat sich in den USA schon seit mehreren Jahren als langlebige und kostengünstige Variante die Straße zu sanieren, etabliert. Durch das Verwenden des Materials Beton ist eine solche Methode hauptsächlich auf Straßen mit einer hohen Belastung von großem Vorteil, außerdem ist dies eine langfristige Lösung als andere Erhaltungsmaßnahmen.

Zu Beginn werden die Grundlagen von Whitetopping erläutert sowie verschiedene Einsatzgebiete, die Herstellung und der Einbau. Daraufhin wird auf den Verbund zwischen Asphalt und Beton im Detail eingegangen. Die Prüfverfahren Haftzugfestigkeits- und Scherfestigkeitsversuche werden erläutert und an Probekörpern, die von einer Teststraße entnommen wurden, durchgeführt.

Die ausgewerteten Daten der Laborversuche werden genutzt, um den Einfluss von Temperaturen und Feldabmessungen der Betonplatten auf die Spannungen im Verbund zu bewerten und zu vergleichen. Die Feldabmessungen wurden so gewählt, dass entweder ein Feld oder maximal zwei Felder pro Fahrtrichtung vorhanden sind.

Die Laborprüfungen wurden mit Finite Elemente Modellen nachsimuliert und anhand der gewonnenen Parameter (Festigkeiten und Steifigkeiten) konnten Eingangsgrößen für die Bemessungsberechnungen ermittelt werden. Somit konnte man Modelle für die verschiedenen Plattenabmessungen berechnen und die Resultate vergleichen.

Anhand der ausgewerteten Berechnungen konnte festgestellt werden, dass bei niedrigeren Temperaturen die Steifigkeiten und Festigkeiten im Verbund deutlich höher sind. Dafür ist die Streuung der Werte bei höheren Temperaturen sehr gering, verglichen mit jenen bei tiefen Temperaturen. Außerdem wurde nachgewiesen, dass bei hohen Temperaturen der Asphalt vor dem Verbund versagt.

Mit Hilfe von Dimensionierungsberechnungen ist es möglich die Lebensdauer solcher Oberbaukonstruktionen zu bewerten. Verglichen werden zudem unterschiedliche Reibungsmodelle und Kohäsivzonenmodelle.

Anhand der Bemessungsergebnisse, wird gezeigt wie die Reibungsmodelle Whitetoppingkonstruktionen unterschätzen und somit nicht zu 100% das System genutzt wird.

Zu Folge dieser Arbeit können die Bemessungsmethoden für Whitetopping-Aufbauten weiterentwickelt werden.

Abstract

The aim of this work is to examine the various options for rehabilitating and maintaining roads using the whitetopping approach. This has been established in the USA for several years as a long-lasting and cost-effective method of road rehabilitation. Due to the use of concrete as a material, such method is of great advantage mainly on roads subject to high loads. From a long-term perspective, such method is also preferred in contrast to other maintenance measures.

In the first part, the basics of whitetopping are explained, as well as the different types of placements, production, and paving techniques which such method foresees. The bond between asphalt and concrete is then discussed in further detail. The test methods tensile bond strength and shear strength tests are outlined and carried out using specimens taken from a test road.

The evaluated data from the laboratory tests are then used to evaluate and compare the effect of temperature and size of the concrete slabs on the stresses exerted on the bond. The different sizes of the slabs were selected in order to provide either one, or a maximum of two, slabs per direction of travel.

The laboratory tests were simulated with Finite Element models and based on the obtained parameters (strength and stiffness) design calculations were considered and performed. Thus, it was possible to calculate models for the different dimensions of the slabs.

On the basis of the resulting data, it was determined that at lower temperatures the stiffness and strength of the bond are significantly higher. On the other hand, the scatter of dispersion of values at higher temperatures is very small when comparing it to results at low temperatures. It was also demonstrated that at high temperatures the asphalt fails prior to the bond.

Based on pavement design calculations it is possible to evaluate the service life of such structures. A friction model will be compared with a cohesive model.

Using the data calculated, it is shown how the friction models underestimate whitetopping constructions and thus do not use the system to 100%.

As a result of this thesis, the design methods for White Topping can be further developed.

Inhaltsverzeichnis

1	Vorwort	8
1.1	Einführung	8
1.2	Ziel	9
2	Theoretische Grundzüge der Whitetopping-Oberbauweise	10
2.1	Materialien Beton-Asphalt im Vergleich	11
2.1.1	Materialverhalten von Asphalt	11
2.1.2	Materialverhalten von Beton	13
2.2	Prinzipien der Kostruktion von Whitetopping	15
2.2.1	Whitetopping ohne Verbund	15
2.2.2	Whitetopping mit Verbund	16
2.3	Arten von Whitetopping in angesicht der Schichtstärke	18
2.3.1	Konventionelles Whitetopping	18
2.3.2	Dünnes Whitetopping	18
2.3.3	Ultra Dünnes Whitetopping	19
2.4	Herstellungsprinzipien	20
2.5	Anwendungsgrenzen	22
3	Wirkung des Verbundes bei Whitetopping-Aufbauten	24
3.1	Wirkung des Verbundes	24
3.2	Herstellungsmöglichkeiten	26
3.3	Einflussfaktoren	29
3.4	Prüfmethoden	31
3.4.1	Prüfung der Haftfestigkeit unter Drehmoment (TBT)	31
3.4.2	Scherhaftfestigkeitsprüfung (SBT)	32
3.4.3	Haftzugfestigkeitsprüfung (TAT)	33
3.4.4	Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung (CSBT)	34
3.4.5	Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (CCSBT)	35
3.4.6	Keilspaltmethode	36
4	Verbundprüfungen im Labor	38
4.1	Beschreibung der Testfläche	39
4.1.1	Zustandserfassung	42
4.2	Haftzugfestigkeitsprüfungen	49
4.2.1	Kurzbeschreibung	49
4.3	Schubverbundprüfungen	59
4.3.1	Kurzbeschreibung	59
4.3.2	Ergebnisse und Interpretation	60
4.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	77
5	Dimensionierungsmethodik	79
5.1	FE-Modellierung der Eingangsgrößen	80
5.1.1	Bestand	81

5.1.2	Verkehrsbelastung	81
5.1.3	Struktur und Klima	81
5.1.4	Materialeigenschaften	84
5.2	Vergleich der Ansätze für die Verbundmodellierung	85
5.2.1	Vergleich der Ergebnisse	86
6	Zusammenfassung	90
7	Anhang A	92
7.1	Probekörper vor der Prüfung	92
7.2	Probekörper nach der Haftzugprüfung	98
7.3	Probekörper nach der Schubverbundprüfung	102
	Abbildungsverzeichnis	106
	Tabellenverzeichnis	111
	Literaturverzeichnis	112

Kapitel 1

Vorwort

1.1 Einführung

Verbesserungsmöglichkeiten der Instandsetzungs- und Erhaltungsmaßnahmen von Straßenkonstruktionen werden in den letzten Jahren immer mehr erforscht. Dies hauptsächlich aus finanziellen und Umweltverträglichkeitsgründen, aber nicht nur (Olubanwo, 2013). Der Schwerverkehr ist auf den Straßen deutlich angestiegen und somit auch die Verformung an der Fahrbahndecke. Somit wird versucht, Instandsetzungs- und Erhaltungsmaßnahmen von Straßen, zu optimieren. In Österreich bestehen die Deckschichten der Straßen hauptsächlich aus Asphalt (Eberhardsteiner, 2018), Material, das sehr große Vorteile mit sich bringt aber sehr stark unter großen und langzeitigen Belastungen und Temperaturschwankungen leidet. Durch diese Einflüsse bilden sich Risse und Spurrinnen auf der Fahrbahndecke, die nicht nur den Fahrkomfort, sondern auch die Sicherheit der Straße verringern. Durch die großen Lasten, des andauernd steigenden Schwerverkehrs, steigt auch die Bildung von Spurrinnen. Das Problem liegt darin, dass Maßnahmen zur Instandsetzung oft viele Jahre vor Ende der Lebensdauer der Konstruktion erforderlich sind. Aus Sicht der Wirtschaftlichkeit ist das ein großer Nachteil und deswegen werden dauerhaftere Lösungen für das Problem der Instandsetzung gesucht (Wagner, 2019).

Im Jahre 2011 wurde eine Studie und Analyse der Landesstraßen in Österreich durchgeführt. Daraus folgte, dass 22% der Straßen sich in einem schlechten Zustand befinden. Im Jahre 2015 wurde diese Studie wiederholt und der Prozentsatz an Straßen in schlechtem Zustand stieg auf 30% (Wagner, 2019). Klare Folge davon ist, dass in Österreich der Bedarf an Instandsetzungen von Straßen sehr hoch ist (Litzka, et al., 2011).

Die Instandsetzungsmaßnahme, die in dieser Arbeit betrachtet und analysiert wird, ist die sogenannte Whitetopping- Bauweise. Übersetzt bedeutet dies Weißbeschichtung. Diese Methode ist ursprünglich eine Möglichkeit, den Oberbau von Straßen zu konstruieren und wird hauptsächlich in den USA verwendet (Prinesdoma, 2006). Diese Methode besteht darin, dass nicht der ganze Oberbau neu hergestellt wird, sondern nur ein Teil davon. Der Anteil an Asphalt, der beschädigt ist, wird entfernt und durch einen neuen eingebauten, hochwertigen, dünnen Betonbelag ersetzt (Prinesdoma, 2016). Asphalt und Beton haften aneinander durch eine Verbundschicht. Somit werden die positiven Eigenschaften der beiden Materialien genutzt.

Es gibt verschiedene Einflüsse auf die Lebensdauer dieser Maßnahmen. Die Qualität der Materialien steht im Vordergrund, aber auch die Oberflächenbeschaffenheit, die Temperaturwechselbeanspruchungen, der Einbau und die Verbundwirkung führen zu Konsequenzen für die Funktionsweise der Straße (Wagner, 2019).

1.2 Ziel

Das Ziel dieser Arbeit ist das nationale und internationale Wissen über Whitetopping-Bauweise zu beschreiben. Die Bemessungs- und Dimensionierungsmethodik wird vorgestellt, mit besonderer Betrachtung der Verbundwirkung. Die Verbundwirkung wird anhand von zwei Prüfverfahren im Straßenbautechnischen Labor der Technischen Universität Wien erforscht. Die Parameter, die aus diesen Verfahren hervorkommen werden genutzt um Simulationen der Straße, durch das FE-Programm ABAQUS, durchzuführen. Anhand von Studien der vorherigen Jahre (Eberhardsteiner, 2018) und (Eberhardsteiner, 2020) wird das Wissen ergänzt und die Einflüsse, so wie Temperatur und Betonplattenabmessung, auf die Spannungen im Verbund und auf die Lebensdauer werden aufgelistet.

Kapitel 2

Theoretische Grundzüge der Whitetopping-Oberbauweise

Diese Art, den Oberbau einer Straße zu konstruieren, kommt ursprünglich aus den USA, deswegen wird der englische Begriff verwendet. Diese Methode wurde in den 1970ern in den USA zum ersten Mal angewendet, um Straßen zu sanieren, die eine starke Ausbildung von Spurrinnen aufzeigen (Prinesdoma, 2006). Somit wollte man ein Material suchen, was auch langfristiger größere Verkehrslasten, ohne große Verformungen aufzuzeigen, abtragen kann. Die zu sanierende Fahrbahn wird mit einer neuen Betonschicht überbaut (Eberhardsteiner, 2018). Der Begriff „Whitetopping“ wird vom Englischen in „weißer Belag“ bzw. „weißer Überzug“ übersetzt. Man ordnet dem Material Beton die Farbe weiß zu und dem Material Asphalt die Farbe schwarz. Mit „Blacktopping“ wird die Methode beschrieben, in der die zu sanierende Fahrbahn mit einer neuen Asphaltsschicht überbaut wird (Eid, 2011).

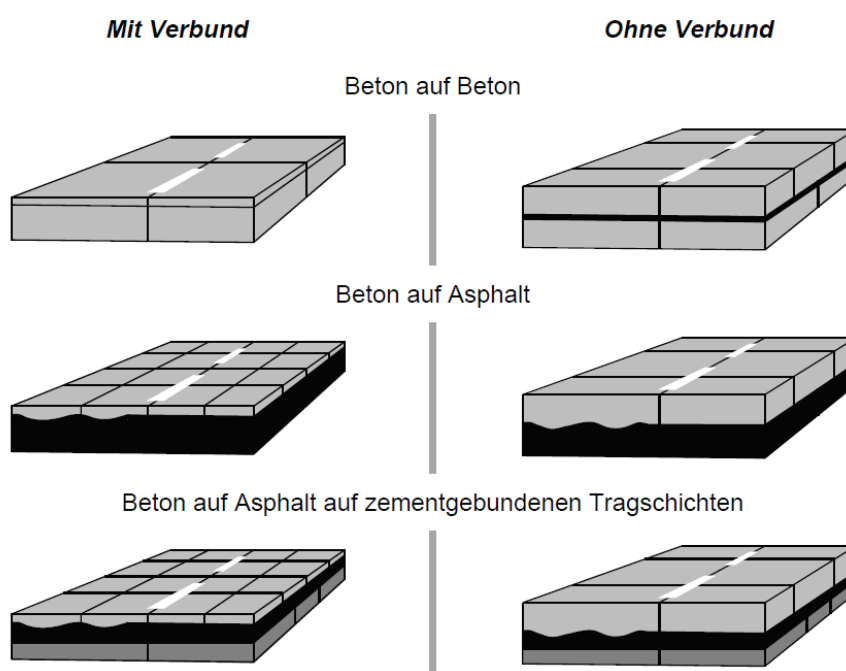


Abb. 2.1: Varianten der Whitetopping-Konstruktion (Harrington, 2008)

Wie man in Abb. 2.1 sehen kann, ist die erste Unterteilung, die gemacht werden kann, in „mit Verbund“ oder „ohne Verbund“. Weiters wird gezeigt, dass diese Methode für verschiedene Untergründe tauglich ist. Die hauptsächliche Anwendung ist jedoch jene bei Instandsetzung von Straßen mit Asphaltdecke, die zufolge großer Verkehrslasten und Temperatureinflüsse, die Gebrauchstauglichkeit nicht mehr gewährleisten.

2.1 Materialien Beton-Asphalt im Vergleich

Im Straßenbau unterscheidet man zwischen zwei Arten von Oberbau, abhängig von dem Verformungsverhalten:

flexibel - ungebundene oder Bitumen gebundene Materialien (Asphalt). Diese können plastischen und viskosen Verformungen ohne zu reißen oder brechen gut standhalten. Sie passen sich sehr gut an die Setzungen des Untergrundes an und leiden sehr stark an Temperaturschwankungen.

starr - hydraulisch gebundene Materialien (Beton). Diese reagieren nur auf elastische Verformungen und erreichen schon bei kleinen Dehnungen ihre maximale Zugfestigkeit.

Die Funktion des Oberbaues ist es, die Spannungen so gut wie möglich und ohne Aufweisen von Schäden, in den Unterbau bzw. Untergrund zu führen. Diese Spannungen werden hauptsächlich aus statischen bzw. dynamischen Verkehrsbelastungen und aus Verwölbungen durch Temperaturschwankungen hervorgebracht.

2.1.1 Materialverhalten von Asphalt

Asphalt besteht aus einem Gemisch aus Bindemittel (Bitumen) und Gesteinsmaterial (Mineralstoffen) (FGSV, 1974; Gestrata, 1991).

Dieses Material verhält sich viskoelastisch und thermoplastisch. Beim Aufbringen von Lasten verhält sich das Material sehr stark in Abhängigkeit von der Dauer der Lastaufbringung und von der Temperatur, die bei der Lastaufbringung vorhanden ist. Dieses Verhalten ist durch das Gemisch aus Bitumen und Gesteinsmaterial bedingt. Beim Aufbringen von geringen Lasten wird eine elastische Verformung hervorgebracht (reversible Verformung). Der Anteil an Bitumen gibt dem Material das viskose Verhalten, bei längerer Belastung führt es zu irreversible Verformungen. Zum elastischen Verhalten des Bitumens kommt es nur bei extrem tiefen Temperaturen und/oder extrem kurzen Belastungszeiten (Prinesdoma, 2006).

Somit kann man sagen, dass das Materialverhalten drei Grundformen aufweist (Blab, 2001 a):

- Elastizität
- Plastizität
- Viskosität

In Abb. 2.2 ist das Verformungsverhalten von Asphalt in Abhängigkeit von der Temperatur ersichtlich. Man kann hier deutlich sehen, wie sich das Material bei tiefen Temperaturen überwiegend elastisch verhält. Beim Erhöhen der Temperatur fällt das Material in den Bereich wo Ermüdung auftritt. Hingegen bei hohen Temperaturen befindet man sich im viskosen Bereich.

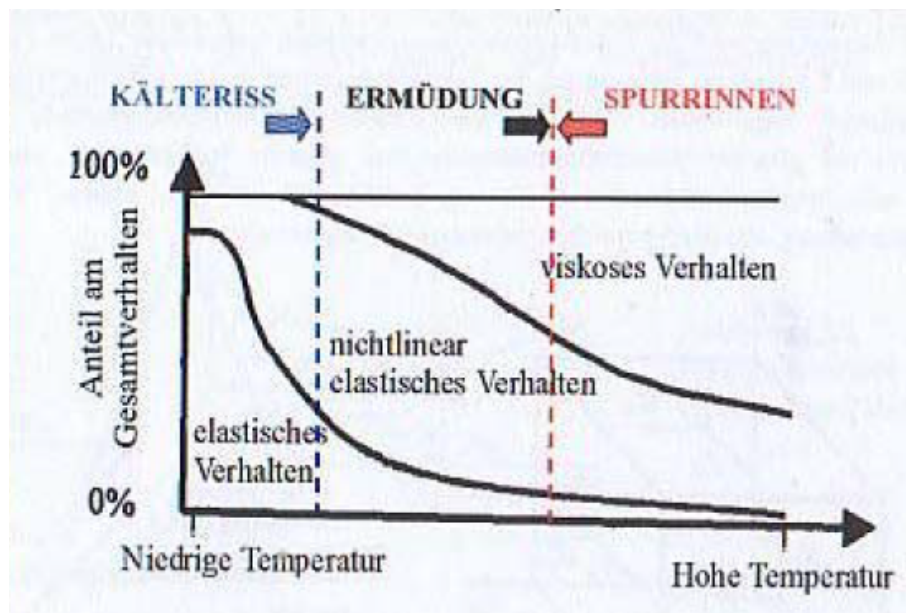


Abb. 2.2: Rheologisches Verhalten von Asphalt in Abhängigkeit von der Temperatur (Blab, 2001,b)

Asphalt zeigt verschiedene Formen von Schadensbildungen, dies ist abhängig vom Bereich in dem sich das Material befindet.

Diese Schadensbilder sind:

Kälterisse - bei geringen Temperaturen hat der Asphalt ein sehr tiefes Relaxationsvermögen. Dies zeigt sich in Form von Bildung von Zugspannungen auf Grund von einer Behinderung der Längenänderung. Diese Zugspannungen können nur sehr langsam abgebaut werden. Wenn sich auf diese Spannungen auch noch Verkehrszugspannungen überlagern, wird die maximale Zugfestigkeit des Asphalt erreicht und überschritten. Somit kommt es zu Rissbildungen (Prinesdoma, 2006).

Ermüdung - erfolgt über langzeitiger wiederholter Beanspruchung zufolge von Verkehrslasten und Temperaturschwankungen des Materials. Dies zeigt sich in Form einer Verminderung der Tragfähigkeit und führt zu einer fortschreitenden Rissbildung, zu einem Schaden der gebundenen Tragschichten und in Folge zum Ende der Lebensdauer der Konstruktion (Prinesdoma, 2006).

Spurrinnenbildung - diese Form von Schäden erfolgt aus verschiedenen Gründen. Der erste Grund ist das Verhalten des Asphalt bei Verkehrsbelastungen (Schubspannungen infolge Kräfte in vertikaler und horizontaler Richtung) bei hohen Temperaturen. Diese viskoelastischen Verformungen sind irreversibel. Ein weiterer Grund dafür ist die schlechte bzw. ungenügende Tragfähigkeit des Untergrundes. Statische Lasten bei sehr hohen Temperaturen (z.B. Bushaltestellen oder Verkehrsampeln) sind jene, die für dieses Schadensbild maßgebend sind (Prinesdoma, 2006).

2.1.2 Materialverhalten von Beton

Straßenbeton ist ein Gemisch aus Zement, mineralischen Zuschlagstoffen, Wasser und Zusätzen (Velske et al., 2002; Vollbracht et al., 1995).

Beton hat den großen Vorteil, dass er nur elastische Verformungen aufzeigt und dass das Materialverhalten komplett Temperatur und Belastungszeit unabhängig ist. Somit kann dieses Material auch dort verwendet werden wo große Temperaturschwankungen auftreten. Weiteres hat das Material keine Relaxationsfähigkeit und somit kann es Eigenspannungen nicht selbstständig abbauen. Außerdem hat der Beton eine sehr geringe Zugfestigkeit, deswegen können sich schon bei sehr geringen Lasten Sprödbrüche bilden. Um dies so gut wie möglich zu umgehen wird der Beton mit Fugen in Platten unterteilt. Durch diese Platten werden die Lasten gleichförmig und schonend in die darunterliegende Schicht eingeleitet.

Aus praktischen Erkenntnissen wurde gezeigt, dass Temperaturschwankungen jedoch einen Einfluss auf Rissbildung, Längenänderungen und Verformungen haben. Das hat wiederum einen Einfluss auf das Langzeitverhalten der Betonplatten.

Beton, wie die meisten Materialien, hat die Tendenz, sich bei Erwärmungen auszudehnen und bei Abkühlungen zusammenzuziehen. Dadurch, dass sich das Material durch den Verbund nicht frei verformen kann, kommt es zu Zwangsspannungen. Diese zeigen sich als Zugspannungen (Abkühlung) und als Längsdruckspannungen (Erwärmung). Der Beton hat eine hohe Druckfestigkeit somit kann er den Längsdruckspannungen ohne Probleme und schadensfrei standhalten, hingegen die Zugspannungen können sehr schnell die niedrige Zugfestigkeit des Betons überschreiten und somit Risse in der Decke bilden. Man kann dieses Problem aufheben, indem man schon frühzeitig einen gezielten und geplanten Fugenschnitt einplant. Somit ist deutlich, dass die Fugen ein sehr wichtiges Bestandteil dieses System sind. Ein weiteres Problem taucht auf, wenn sich diese Fugen, mit der Zeit, durch z.B. durch Schmutz schließen. Dies verringert den Pufferraum für die Plattenbewegung und führt in schlimmsten Fällen zum „Schieben“ der Platten in Längsrichtung (siehe Abb.2.3). Außerdem können sich zu Folge von Erwärmungen örtliche Spannungsspitzen bilden, die zu Abplatzungen an der Fahrbahnoberseite und Ausbrechen der Kanten führen können (Prinesdoma, 2006).

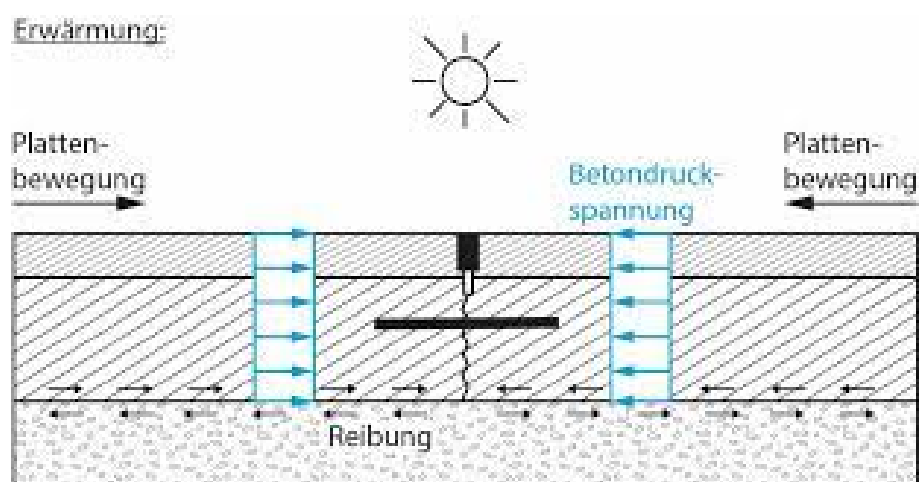


Abb. 2.3: „Schieben“ der Platten in Längsrichtung (Eger, 2019)

Die Temperaturschwankungen müssen auch innerhalb des Längsschnittes der Platten betrachtet werden. Dadurch dass die Oberseite der Betonplatte von der Sonne erwärmt wird und die Unterseite in Kontakt mit den Unterbau ist, muss man davon ausgehen, dass der Temperaturverlauf nicht konstant ist.

Wie man in Abb. 2.4 sehen kann verformt sich die Betonplatte bei Erwärmen von oben mit einer Aufwölbung. Hingegen bei einer Erkühlung von oben würde sich die Platte mit einer konkaven Form zeigen. Gegen diese Verformungen wirkt der Haftverbund. Untertags ist der Temperaturunterschied deutlich höher, somit ist der linke Teil der Abb. 2.4 der maßgebende. Gegen diese Aufwölbung wirkt das Eigengewicht der Betonplatte.

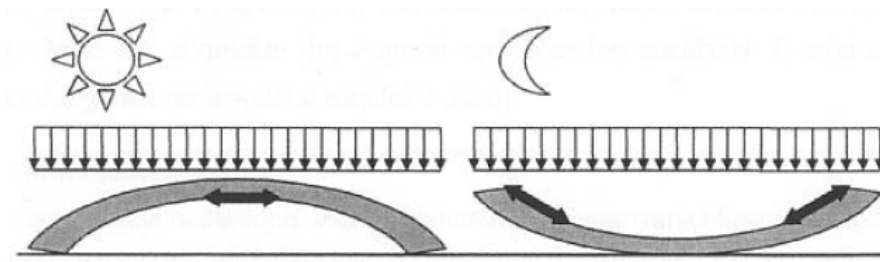


Abb. 2.4: Unbehinderte Verformung einer Betonplatte, bei Erwärmung (links) und bei Abkühlung (rechts), in Längsschnitt (Wistuba et al, 2001)

Die Betondecke wird in Fugen unterteilt um bestimmte Vorteile zu gewährleisten. Dies führt aber dazu, dass durch bewegende Verkehrslasten (z.B. LKW auf Straße) unterschiedliche Belastungsfälle auftreten. Daher ist es notwendig, Dübel einzubauen (siehe Abb. 2.5) damit die Querkraftübertragung zwischen den Platten erfolgreich stattfindet.



Abb. 2.5: Einbau von Dübel (Pichottka, 2019)

2.2 Prinzipien der Kostruktion von Whitetopping

Wie schon in Kap. 2 beschrieben wird, gibt es prinzipiell zwei Methoden Whitetopping Oberbaukonstruktionen zu errichten:

- Whitetopping **ohne** Verbund
- Whitetopping **mit** Verbund



Abb. 2.6: Aufbau einer Straße die anhand der Whitetopping-Methode saniert wurde

Die Wahl für eine dieser zwei Methoden fällt in Abhängigkeit von der bestehenden Asphaltsschicht und der zu erwartenden Verkehrsbelastung (Wagner, 2019).

Wie man in Abb. 2.7 sehen kann, liegt der große Unterschied zwischen diesen zwei Methoden in der Tragwirkung.

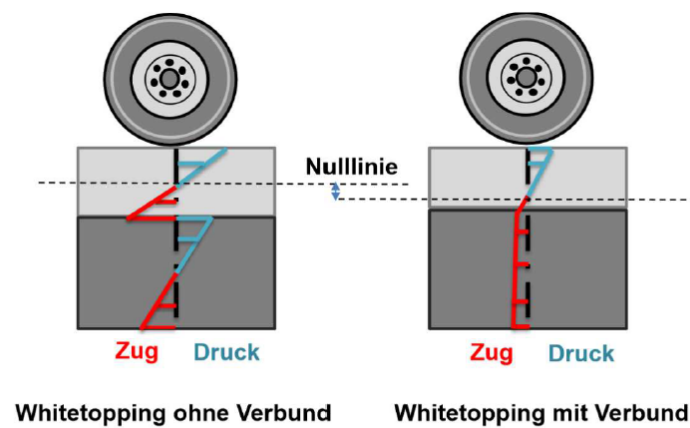


Abb. 2.7: Vergleich der Spannungsverteilungen bei Whitetopping-Konstruktionen ohne und mit Verbund (Eberhardsteiner, et al., 2018)

2.2.1 Whitetopping ohne Verbund

Von den zwei Methoden ist diese diejenige die zuerst entwickelt wurde. Bei dieser wird auf den beschädigten Asphalt eine ca. 10 cm dicke Schicht an Beton gelegt. Es wird nicht viel auf die

Verbundwirkung zwischen den zwei Materialien gewigt. Die neue Betonschicht nutzt den alten, darunterliegenden Asphalt als Tragschicht. Es handelt sich dabei um Conventional or Classical Whitetopping (CWT) - Klassische Weißbeschichtung (Prinesdoma, 2006). Eine schematische Abbildung wird in Abb. 2.8 dargestellt.

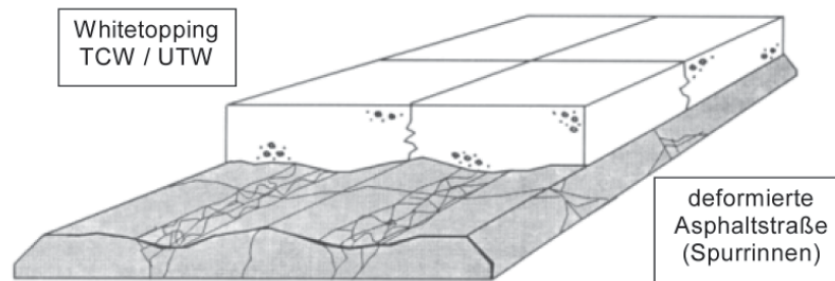


Abb. 2.8: Darstellung einer Whitetopping-Konstruktion ohne Verbund mit einer zu sanierenden Straße (inkl. Spurrinnen) (ACPA, 1991)

2.2.2 Whitetopping mit Verbund

Bei dieser Methode wird die Verbundwirkung zwischen den zwei Materialien genutzt. In diesem Fall wird die dünne Betonschicht aus hochwertigen Materialien hergestellt. Die zwei verschiedenen Materialien reagieren auf die äußeren Belastungen als eine einzige Schicht (siehe Abb. 2.9).

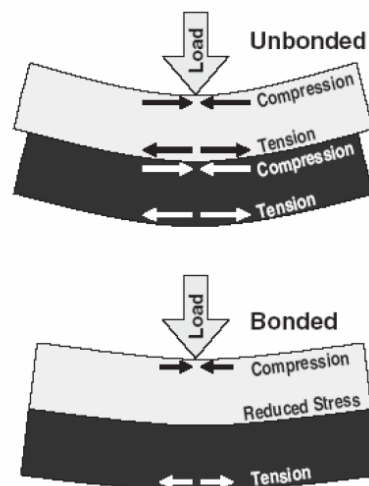


Abb. 2.9: Schematische Sicht der Spannungen im Oberbau unter Einwirkung des Verbundes (Rasmussen et al., 2004)

Dies ermöglicht, die Spannungen im Beton zu verringern und deswegen ist es möglich die Betonbeschichtung mit einer geringeren Dicke herzustellen. In Verbindung mit der geringen Betondicke muss auch der Fugenabstand geringer gehalten werden. Dies weil bei großen Fugenabständen und geringen Betondicken die Biegung, die sich innerhalb der einzelnen Platte bilden würde, zu groß wäre und weitere ungewollte Risse in der Platte bilden würde.

Der größte Unterschied zwischen ohne und mit Verbund ist jedoch, dass bei der Methode mit

Verbund der bestehende Asphalt von Schäden befreit werden muss (siehe Abb. 2.10). Damit sind Schäden wie Risse, Schlaglöcher, Ausbrüche, Frosthebungen, Setzungen und Unebenheiten gemeint (Eberhardsteiner, et al. 2018).

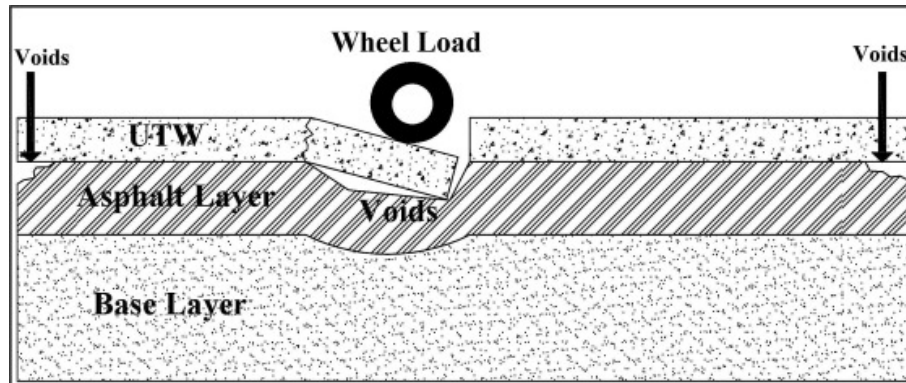


Abb. 2.10: Darstellung der Problematik bei Schäden in den Bestand bei einer UTW-Konstruktion (Suksawang, N., et al., 2020)

Außerdem muss die bleibende Asphalterschicht eine ausreichende Dicke besitzen, damit die Tragfähigkeit gewährleistet wird (Prinesdoma, 2006). Zusammenfassend sind die zwei entscheidenden Grundvoraussetzungen für die erfolgreiche Wirkungsweise von Weißbeschichtungen mit Verbund

- die Herstellung einer Verbundwirkung zwischen der Betondeckschicht und der darunter liegenden Asphalttragschicht und andererseits
- die Wahl eines engen Fugenabstandes (Prinesdoma, 2006)

Diese zwei Voraussetzungen ermöglichen die Verminderung der Spannungen, Verwölbungen in den einzelnen Schichten und somit erzielt man eine möglichst geringe Rissbildung. Whitetoppingkonstruktionen mit Verbund sind:

- Thin Composite Whitetopping (TCW) - Dünne Verbundweißbeschichtung auch als Thin Whitetopping (TWT) - Dünne Weißbeschichtung (Rasmussen et al., 2004)
- Ultra-Thin Whitetopping (UTW) - Extrem dünne Weißbeschichtung (ACPA, 1999a)

2.3 Arten von Whitetopping in angesicht der Schichtstärke

Wie schon in Kap. 2.2 erwähnt wurde, gibt es prinzipiell drei Arten von Whitetopping in Hinblick auf die Schichtstärke der Betondeckplatte. Diese drei Varianten wurden zum ersten Mal von Rasmussen und Rozycki im Jahre 2004 (Rasmussen, et al., 2004) erwähnt (siehe Tab. 2.1).

Bautypen	Dicke der Betonplatten D (mm)	Fugenabstand (mm)	Verbund
Konventionelles Whitetopping (Conventional Whitetopping)	≥ 200	25 x D	nicht notwendig
Dünnes Whitetopping (Thin Whitetopping)	$> 100 - 200$	20 x D	empfehlenswert
Ultra-dünnes Whitetopping (Ultra -Thin Whitetopping)	≤ 100	15 x D	zwingend

Tab. 2.1: Varianten von Whitetopping-Konstruktionen nach (Rasmussen, et al., 2004)

Die verschiedenen Materialien (Asphalt und Beton) kombinieren sich optimal und man kann somit die Vorteile von beiden nutzen. Während die Asphaltschicht eine erosionsbeständige und tragfähige Unterlage für die Betonschicht darstellt, reduziert die Betondecke die Temperaturschwankungen in der darunter liegenden Asphaltschicht und sorgt somit für eine gleichmäßigere Bettung (Eberhardsteiner, et al., 2018). Auch die Fugen spielen eine wichtige Rolle. Im Sommer (bei wärmeren Temperaturen) sind sie geschlossen (schützen somit den Asphalt) und die Betondecke hat die höhere Tragfähigkeit; im Winter (bei kälteren Temperaturen) hingegen sind die Fugen offen und der Asphalt hat die höhere Tragfähigkeit. Bei den Fugen ist zu achten, dass diese nicht zu große Abstände zu einander haben, damit die Wölbspennungen so gering wie möglich gehalten werden. Außerdem müssen diese in Längsrichtung so angeordnet werden, dass die Rollspuren und die Fugen nicht zusammentreffen.

Dies würde zu sehr hohen Randspannungen führen und das System beschädigen (siehe Abb. 2.11).

2.3.1 Konventionelles Whitetopping

Diese Methode wurde zum ersten Mal 1918 auf einer bestehenden Asphaltstraße in Terre Haute (Indiana, USA) eingesetzt. Sie wurde dann in den 1950er und 1960er für immer mehr Projekte eingesetzt um die Tragfähigkeit der Straßen zu erhöhen (hauptsächlich Landstraßen und Autobahnen). Am Ende der 1960er Jahre wurde dieses Konstruktionsprinzip nur mehr für Instandsetzungen von Straßenbestand genutzt (ACPA - American Concrete Pavement Association, 2013).

Wie schon in Tab. 2.1 ersichtlich ist, wird bei dieser Methode, die bestehende Asphaltstraße mit einer Betonschicht von mindestens 200 mm überbaut. Dabei muss auf den Verbund zwischen Asphalt und Beton nicht geachtet werden (Rasmussen, et al., 2004).

2.3.2 Dünnes Whitetopping

Diese Variante wurde im Jahre 1997 zum ersten Mal auf einer Verkehrsstraße getestet, weil die ultra-dünne Whitetopping Variante für Straßen mit starkem Verkehr nicht geeignet war. Alle drei Versuchsstrecken befinden sich in den USA auf Interstate Highways.

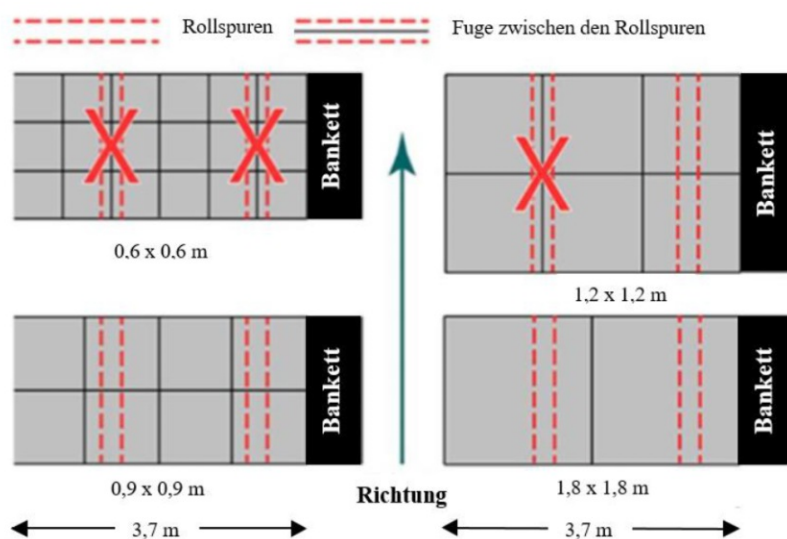


Abb. 2.11: Spurenverteilung bei Längsfugen (Eberhardsteiner, et al., 2018)

Wie schon in Tab. 2.1 ersichtlich ist, wird bei dieser Methode, die bestehende Asphaltstraße mit einer Betonschicht von 100-200 mm überbaut. Der Verbund wird zwischen dem beschädigten Asphalt und der neuen Betondecke gebildet (Rasmussen, et al., 2004).

2.3.3 Ultra Dünnes Whitetopping

Diese Oberbauweise wurde Ende der 1980er und Anfang der 1990er verwendet. Die ersten Versuche wurden, auch für diese Methode, in den USA durchgeführt. Das maßgebende Projekt war dann jenes in Louisville, Kentucky 1991. Hier wurde zum ersten mal eine Dicke von 50-90 mm Beton und ein Fugenabstand von 0,6-1,8 m getestet. Dies brachte eine Revolution, die bis heute andauert (Risser, et al., 1993).

Wie schon in Tab. 2.1 ersichtlich ist, wird bei dieser Methode, die bestehende Asphaltstraße mit einer Betonschicht von maximal 100 mm überbaut. Der Verbund wird zwischen dem bestehenden, bearbeiteten Asphalt und der neuen Betondecke gebildet. Außerdem wird geachtet, dass die Fugenabständen nicht zu groß sind (Rasmussen, et al., 2004).

2.4 Herstellungsprinzipien

Das Erste auf das zu achten ist bei der Herstellung von Whitetopping-Aufbauten, dass die bleibende Asphalttschicht ausreichend Tragfähigkeit sicherstellt. Nicht nur die Asphalttschicht sondern auch der Unterbau bzw. Untergrund müssen die Lasten aufnehmen können. Sollte dies nicht der Fall sein, muss dieser unbedingt ausgetauscht werden.

Der erste Schritt ist den beschädigten Asphalt zu entfernen. Dies wird anhand einer Fräse gemacht. Zu achten ist dabei, dass der bleibende Asphalt mindestens 8 cm beträgt und somit ausreichend Tragfähigkeit aufweist. Schlaglöcher, Ausbrüche und Vertiefungen müssen mit Asphalt vollgeschüttet werden. Zu achten ist, dass dieses hinzugefügte Material ausreichend verdichtet wird und eine gute Tragfähigkeit aufweist. Mit der Fräse (Kugel- oder Hochdruckwasserstrahl) wird nicht nur der beschädigte Asphalt entfernt, sondern es wird auch die Rauigkeit für den Verbund gebildet. Die Frästiefe kann zwischen 20 und 100 mm variieren, in Abhängigkeit der vorhandenen Asphalttsdicke. In der folgenden Abbildung (Abb. 2.12) kann man einen Vergleich zwischen abgefrästen und bestehenden Asphalt beäugen.



Abb. 2.12: abgefräster (links) und bestehender (rechts) Asphalt (Riffel, HeidelbergCement AG)

Nach dem Fräsen wird darauf geachtet, dass die neue Oberfläche gut gereinigt wird (mit Druckluft, Sauger oder Wasserstrahl). Bei warmen Temperaturen wird die Asphaltoberfläche mit Wasser feucht gehalten, somit kühlt diese Oberfläche ab (wichtig ist, dass sich keine Pfützen bilden). Außerdem ist zu achten, dass die Sonnenstrahlen nicht direkt auf die abgefräste Oberfläche einfallen, sonst würde der Asphalt (bedingt von seinem viskosen Verhalten) die Rauigkeit wieder verlieren und die Verbundqualität gefährden.

Sobald die Asphaltoberfläche fertig bearbeitet wurde, kann man mit dem Betoneinbau beginnen. Dieser wird hauptsächlich maschinell eingebaut; der händische Einbau ist nur bei sehr kleinen Projekten von Vorteil. Die Verarbeitung von Beton erfolgt mit der ÖN B 4710-1 (ÖNI,

2007), jedoch da es sich um Straßenbeton handelt wird die RVS 08.17.02 (FSV, 2011) verwendet. Diese weist bestimmte Anforderungen an der Gesteinskörnung und an den Bindemitteln auf. Die Dicke der Betondecke hängt von der Art des Whitetoppings ab (siehe Kap.2.3).

Nach dem Betoneinbau kommt es zuerst zum Schneiden der Fugen, dies sollte so schnell wie möglich mit leichten Geräten so wie z.B. „Soff-Cut“ geschehen (siehe Abb. 2.13).



Abb. 2.13: Schneiden einer Querfuge im Frischbeton

Die Abstände der Querfugen sind sehr stark von der Dicke der Betonschicht und dementsprechend der Whitetopping-Methode (siehe Kap. 2.3) abhängig. Die Längsfuge hingegen, wird an der Stelle angeordnet, wo die Konstruktion die geringste Stärke aufweist (hauptsächlich zwischen den Fahrspuren).

Sehr wichtig ist die Oberflächenbehandlung der Betonschicht. Man muss darauf achten, dass diese eine ausreichende Griffbarkeit aufweist und möglichst lärmarm ist (Ehrlich, et al., 2010). Die Textur kann anhand von verschiedenen Methoden gebildet werden:

- Besenstrich
- Kammstrich (siehe Abb. 2.14)
- Jutetuch-Längsstrich
- Kunstrasen-Längsstrich



Abb. 2.14: Kammtextur auf fertigen UTW-Belag (Riffel, S.)

In der RVS 08.17.02 (FSV, 2011) stehen ausreichend Anforderungen zu der Griffigkeit und der Dauerhaftigkeit der zu erzielenden Betonoberfläche. Wie (Eberhardsteiner, et al., 2018) erwähnte gehen diese Anforderungen über diejenigen in der ÖNORM B 4710-1 (ÖNI, 2007) hinaus.

2.5 Anwendungsgrenzen

Whitetopping-Aufbauten werden heutzutage hauptsächlich angewendet, um Asphaltstraßen bei denen der Asphalt über seine Grenze ausgenutzt wurde, zu sanieren. Dies ist der Fall von Straßen, die große Lasten (dynamische, aber hauptsächlich statische Lasten sowie Schubbeanspruchungen) erfahren.

Dies ist der Fall von:

- Bushaltestellen, -spuren und -bahnhöfe
- Kreuzungs-, Ampel- und Abstellbereiche
- Industrie- und Logistikflächen
- Gleis- und Hafenanlagen
- Parkplätze (Wagner, 2019)

Diese Bauweise kann aber auch für Instandsetzung von Autobahnen, Bundes-, Landes- und Gemeindestraßen verwendet werden (HeidelbergeCement Group, 2015).

Diese Methode wird nicht oft bei neuen Projekten angesetzt. Was man aber nicht unterschätzen sollte ist die Möglichkeit z.B. bei Tunnelbau diese Oberbauweise einzusetzen. In diesem Fall hat eine Betondecke verschiedene Vorteile im Vergleich zum Asphalt.

Im Rahmen des Projektes „Stadtverkehrsflächen - Optimierter Beton für den innerstädtischen Bereich“ wurde von (Peyerl, et al., 2016) die Reduktion bzw. die positiven Beeinflussungen urbaner Wärmeinseln durch optimierte Verkehrsflächenbetone erforscht (Wagner, 2019). Dank der Dauerhaftigkeit, hohen Tragfähigkeit und großen Reflexionsvermögen kam hier die Whitetopping-Methode zur Anwendung.

Mit den vielen Vorteilen kommt es jedoch mit dieser Methode auch zu Nachteilen. Ein Punkt der beide mit sich bringt ist die Fugenbildung. In Hinblick auf die Fugenbildung muss man schon bei den ersten Planungsphasen eine strukturierte Überlegung machen. Die geringe Betonschichtdicke somit die kleinen Plattenabmessungen und viele Fugen sind z.B. bei Kreuzungen (auf Grund der schweren Geometrie) oft sehr schwer zu planen und herzustellen.

Aber die vielen Fugen und geringen Plattenabmessungen haben auch Vorteile, wie z.B. im innerstädtischen Bereich, wo im Falle von Werkleitungsarbeiten und Erhaltungsarbeiten eine rasche und kostengünstige Leistung erbracht werden kann.

Die Thematik der Kosten und der Wirtschaftlichkeit dieser Oberbauweise steht noch zur Debatte. Dieser Teil der Forschung stellt sich immer noch die Frage ab wann diese Methode kostengünstiger ist. Aus verschiedenen Ländern kommen verschiedene Meinungen:

Kanada - Die Meinung ist hier, dass ein Projekt mit Whitetopping-Oberbauweise erst in Hinblick auf die Lebensdauer Sinn macht. Dies weil ein solches Projekt maximal doppelt so teuer ist wie eine Asphaltbeschichtung, jedoch hat es eine bis zu viermal höhere Lebensdauer

(CAC - Cement Association of Canada, June 2002). Außerdem wurde hier erforscht, dass bei Kreuzungen wo mit ultra-dünnem Whitetopping gearbeitet wurde, in ca. drei von vier Fällen diese Methode deutlich wirtschaftlicher war (CAC - Cement Association of Canada , June 2000).

Schweden - In diesem Fall wurde ein Vergleich mit den zwei anderen Oberbauweisen gemacht. Man konnte schlussfolgern, dass diese Methode billiger als reine Betondecken aber deutlich teurer als Asphaltbeschichtungen ist. Außerdem wurde auch festgestellt, dass im Falle von dünnen Weißbeschichtungen in Hinblick auf Investitionskosten und Dauerhaftigkeit diese Methode eine starke Konkurrenz zu Asphaltbeschichtungen darstellt (Silfwerbrand, 2004). Dies wurde auch in **Frankreich** (Pottier, 2004) und in den **USA** (Sprinkel, et al., 2001) behauptet.

USA - Wie für Kanada wurden die Vorteile dieser Methode bei Kreuzungen bestätigt. Die maßgebende Aussage war hier, dass um diese Methode konkurrenzfähig zu den anderen zu machen, diese mindestens eine zehnfache Lebensdauer gewährleisten müsste (Sprinkel, et al., 2001).

Kapitel 3

Wirkung des Verbundes bei Whitetopping-Aufbauten

Für diese Art von Oberbauweise ist der Verbund ein wichtiger Aspekt für die Erzielung einer optimalen Konstruktion. Bei Konstruktionen mit Asphalt ist der Schichtenverbund schon seit langer Zeit Gegenstand der Forschung.

Anhand verschiedener Studien wurde gezeigt, dass die Dauerhaftigkeit (Eisenmann, 1984) und die Steifigkeit des Oberbaues sehr stark von den Verbundeigenschaften abhängen. Auch der Widerstand gegen Durchbiegung wird durch den Verbund deutlich erhöht (Prinesdoma, 2006). Bei Störungen im Verbund würden die Beanspruchungen erhöht, dies hätte einen negativen Einfluss auf die Lebensdauer der Konstruktion (Eid, 2011).

Die Verbundwirkung zwischen Beton und Asphalt, eine ausreichende Asphaltstärke und ein hinreichend kleiner Fugenabstand, der auf die Betondecke abgestimmt werden muss, stehen in enger Wechselwirkung zueinander. Sie sind gemeinsam, neben einer ausreichenden und geeigneten Qualität der Materialien, für ein befriedigendes Verhalten der Konstruktion verantwortlich. Durch ihren Einfluss auf die kritischen Spannungen im Beton bestimmen sie die Tragfähigkeit und die gewünschte Lebensdauer des WeißbeschichtungsOberbaues (Prinesdoma, 2006).

3.1 Wirkung des Verbundes

Der primäre Vorteil dieser Art von Oberbauweise ist, dass die zwei Schichten (bestehend aus den zwei verschiedenen Materialien, Asphalt-Beton) gemeinsam die Last abtragen. Wie schon in Abb. 2.7 gezeigt wurde, wird die Nulllinie der Spannungsverteilung nach unten verschoben und somit werden die Vorteile von beiden Materialien genutzt. Die Randzugspannungen sind sehr gefährlich für den Betonanteil des Querschnitts, durch das Verschieben der Nulllinie erfährt der Beton einen geringeren Anteil an Zugspannungen. Diese werden somit vom Asphalt aufgenommen. Die Spannungen, die sich innerhalb des Querschnittes bilden, sind sehr stark von dem Grad der Verbundwirkung abhängig. Am meisten sind die Verkehrsspannungen von der Wechselwirkung zwischen den zwei Schichten abhängig, dies beeinflusst sehr stark ob ein Verbund möglich ist oder nicht (siehe Abb. 3.1).

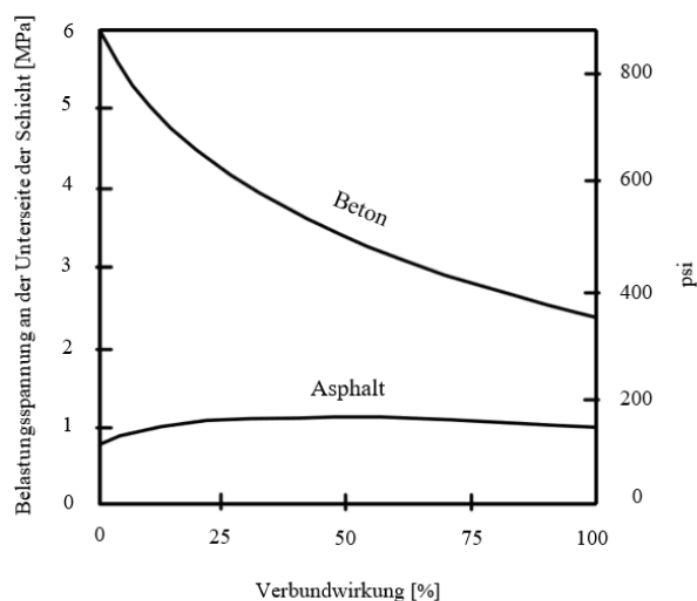


Abb. 3.1: Einfluss der Verbundwirkung auf die Spannung an der Betonunterseite (ACPA, 1999a)

In Abb. 3.2 ist deutlich erkennbar, was für Einflüsse ohne bzw. mit Verbund und eine Variation des Elastizitätsmoduls (E-Modul) des Asphalttes auf die Biegezugspannungen an der Unterseite der Betonschicht haben. Anhand dieses Diagrammes ist deutlich zu erkennen, dass Konstruktionen mit Verbund eine Reduktion von 4-5 N/mm² (auch in Abhängigkeit der Dicke der Betonplatte) an der Betonunterseite bewirken (Pettersson, et. al., 1993).

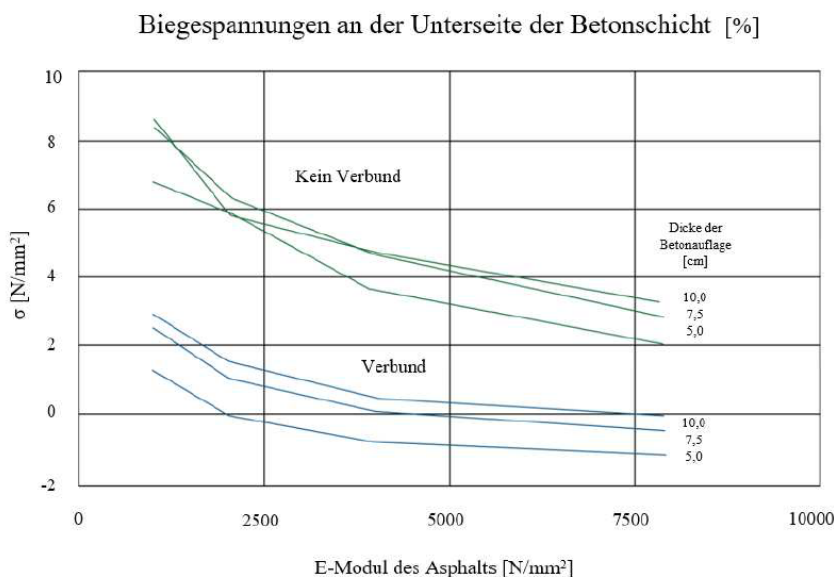


Abb. 3.2: Darstellung der Biegezugspannungen an der Unterseite des Betons (Pettersson, et al., 1993)

Prinzipiell kann die Verbundwirkung mit zwei verschiedenen Varianten gewährleistet werden. Man kann den Verbund durch Verkleben herstellen, dabei wird eine angemessene Haftbrücke verwendet (Eberhardsteiner, et al., 2018). Die zweite Methode wäre jene der Verzahnung. Maßgebend für

diese Methode ist die Rauigkeit und die Kornzusammensetzung der Materialien. Man achtet besonders auf die Größtkornzusammensetzung der Betondecke und passt jene an die Textur der Bestandsfläche so gut wie möglich an (Wagner, 2019).

Oft kann ein vollständiger Verbund nicht hergestellt werden, dies kann aus verschiedenen Gründen erfolgen. In einem solchen Fall muss man sich für die ineffektivere Variante des teilweisen Verbund entscheiden. Die Abmessungen der Schichten müssen dementsprechend angepasst werden. In den Studien von (Sheehan, 2004) wurde gezeigt, dass mit dieser Art von Verbund die Zugspannungen an der Betonunterseite um ca. 51% höher sind als jene bei vollständigem Verbund. Auch die Zugdehnung auf der Unterseite der Asphalttschicht zeigte sich um ca. 10% geringer (Prinesdoma, 2006).

Die Spannungen innerhalb des Querschnittes werden von den Temperaturverhältnissen beeinflusst. Diese können zu einer deutlichen Verschlechterung der Verbundwirkung und in schlimmsten Fällen auch zu einem Ablösen der Schichten führen.

Diese kann zufolge verschiedener Gründe entstehen:

- Aufwölben der Plattenecken und Plattenränder
- Axiales Schwinden bzw. Ausdehnen der Platte
- Zugkräfte und dynamische Kräfte
- Schwinden der unteren Tragschicht
- Relaxation in der bestehenden Asphalttschicht
- Relaxationskriechen in der Betonplatte (<http://www.whitetopping.com>)

Diese Versagensarten sind bei größeren Temperaturdifferenzen in der Betonplatte, größeren Radlasten und höheren Asphalttemperaturen wahrscheinlicher (Noda, et al., 1998).

3.2 Herstellungsmöglichkeiten

Die Herstellung des Verbundes erfolgt über verschiedene Schritte. Diese sind:

Abfräsen der bestehenden Asphalttschicht - Man kann das Abfräsen anhand von verschiedenen Methoden durchführen:

- Hochdruckwasserstrahlen händisch oder maschinell
- Reinigen der Oberfläche mit Wasser
- Wasserdruckstrahlen
- Sandstrahlen

Die größte Aufrauung erzielt man mit Hochdruckwasserstrahlen, meistens reicht jedoch das Reinigen der Oberfläche. Für den Fall von dünnen Weißbeschichtungen ist die Reinigung der Oberfläche nicht ausreichend, weil es zu große Unsicherheiten mit sich bringt (Steigenberger, 1998b; Grove et al., 1996). Die Verbundfestigkeit ist bei gefrästen Oberflächen höher als jene der Asphaltfestigkeit (Steigenberger, 1998b). Dies führt dazu, dass auch bei geringeren Temperaturen, höhere Reserven gegenüber der Rissausbreitung gewährleistet wird. Dies ist für das praktische Verhalten wertvoll, weil der Asphalt bei Kälte spröde und die Gefahr der Rissausbreitung groß ist. (Prinesdoma, 2006). Die Verbundqualität hängt auch sehr stark von der Form der Oberfläche ab. Wenn diese optimal ausgebildet wird, wird die

Qualität maximiert. (Tschegg, et al., 1994) zeigte, dass die Oberfläche eine besondere Form aufweisen sollte um die Verbundwirkung zu steigern.

Form, Breite und Tiefe der gefrästen Oberfläche hängen sehr stark von dem Größtkorn des Beschichtungsmaterials ab. Eine wellen- bzw. sinusförmige Oberfläche, hat sich als gute Lösung für die optimale Verbundqualität gezeigt. Das Zuschlagkorn des Beschichtungsmaterials muss also in den Vertiefungen des zu beschichtenden Materials Platz finden, dann wird der Riss infolge dieser Maßnahme zu einem möglichst großen Umweg gezwungen, siehe Abb. 3.3 (Prinesdoma, 2006).

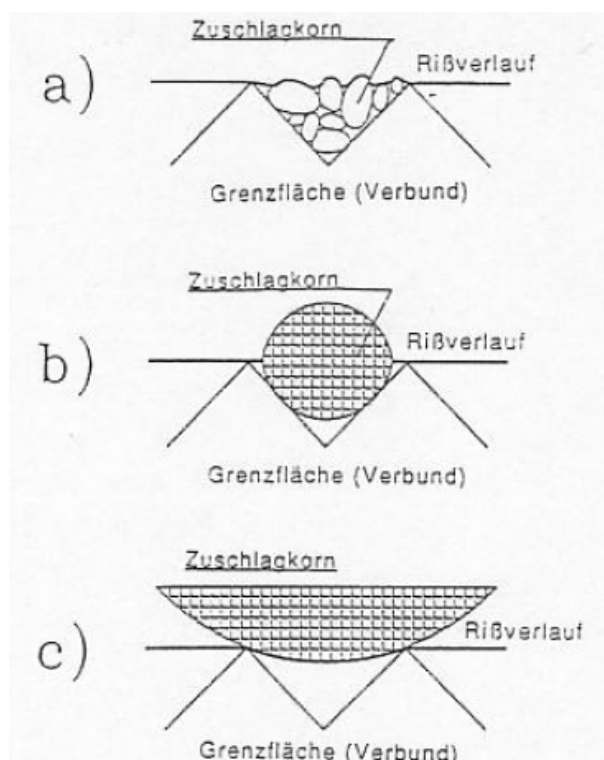


Abb. 3.3: Optimale Oberflächengestaltung („Verfahren zur Oberflächenbehandlung von zu beschichtenden Werkstücken“) entnommen aus (Steigenberger, 1998a)

Die optimale Anordnung ist in Abb. 3.3 in Teil (b) zu sehen. Hier sind der Zuschlagkorn und die Verbundoberfläche optimal abgestimmt. Dies führt zu einem hohen Widerstand gegen die Ausbreitung von Rissen. In Bilder (a) und (c) ist hingegen zu sehen, dass ein nicht angepasstes System zu kürzeren Risswegen führt und somit steigt die Gefahr einer raschen Ablösung (Prinesdoma, 2006).

Sandstrahlen zum Fräsen von Oberflächen hat seine Vor- und Nachteile. Der größte Vorteil ist, dass die Mikrorauheit der Oberfläche deutlich verbessert wird. Hingegen die Nachteile sind, dass für diese Methode extrem viel Abfall entsteht. Dieser muss aufwendig entfernt werden (mittels Kehren oder Druckluft). Diese Methode wurde im Rahmen der Entwicklung von Richtlinien für die Instandsetzung von Weißbeschichtungen untersucht (Wu et al., 2001a).

Reinigung der Oberfläche - Dieser Schritt erfolgt erst nachdem die komplette Oberfläche abgefräst und behandelt wurde. Durch das Abfräsen bilden sich sehr viele Rückstände so wie

Schmutz oder Staubpartikel. Das Vorfinden von solchen verringert deutlich die Verbundwirkung und daher müssen diese entfernt werden. Man kann diese Arbeit, sowohl durch Kehren oder auch durch Kehren in Kombination mit Saugen, durchführen. In Belgien hat sich ein positiver Einfluss von Reinigen mit Druckluft auf die Verbundwirkung gezeigt (Caestecker et al., 2003).

An Stellen, die mit Fetten bzw. Ölen verschmutzt sind, ist es fast unmöglich die erzielte Verbundwirkung zu erreichen (Steigenberger, 1998b). Diese Stellen müssen zuerst bearbeitet werden.

Optionale Verwendung einer Haftbrücke - Eine Haftbrücke kann verwendet werden um den Verbund zwischen Asphalt und Beton zu verbessern. Diese kann mittels einer Zementgebundenen Basis (Einbürsten von Beton) oder einer Bitumenemulsion (z. B. Schwarzanstriche, Elastikschlämmen oder Bitumenfertigschlämmen) hergestellt werden. In Österreich wird oft verflüssigter Beton bei Zementgebundener Beschichtung eingebürstet (Sommer, 1984). Dies hat den Vorteil, dass Fräsrückstände des Asphaltes zu Gunsten des Verbundes genützt werden (Steigenberger, 1998b). Ein weiterer Vorteil ist, dass man sich das Reinigen mit Wasser sparen kann, dies führt zwar zu einer Zeitersparnis aber zu keiner Verbesserung des Verbundes (Grove et al., 1996).

Anhand der Keilspaltversuche von (Steigenberger, 1998a), wurde ermittelt, dass die Abreißfestigkeit bei Whitetopping-Aufbauten unter Verwendung von nassen Bitumenemulsionen deutlich geringer ist als bei Konstruktionen bei denen keine Haftbrücke angesetzt wird. Beim Einbau des Betons auf abgetrockneten Bitumenemulsionen wird hingegen die gleiche Festigkeit erreicht wie beim Einbau ohne Haftbrücken. Der einzige Vorteil wird in der Haftung bemerkt (Grove, et al., 1996; Verhoeven, et al., 1994). Daraus kann man schlussfolgern, dass bei Whitetoppingaufbauten der Einsatz von bituminösen Haftbrücken nicht sinnvoll und wirtschaftlich ist (Steigenberger, 1998a). Nach (Steigenberger, 1998b) sollte der frische Beton erst nach 24 Stunden des Abtrocknens der Haftbrücke aufgetragen werden. Damit kann man die Wirkung von dieser optimieren. Das Befeuchten des Asphaltes muss gut geplant werden, denn zu viel Wasser würde eine zu große Ansammlung von Feuchtigkeit verursachen und somit die Verbundwirkung verringern.

Betonieren auf die Kontaktfläche - Sobald die Verbundoberfläche angemessen gereinigt wurde können die Betonierarbeiten anfangen. Für diese können insgesamt zwei verschiedene Einbauvarianten verwendet werden:

- Gleitschalungsfertiger,
- Handeinbau zwischen einer Schalung.

In der ganzen Zeit der Einbauphase muss darauf geachtet werden, dass die Konsistenz so gleichmäßig wie möglich bleibt. Somit spart man sich ungewollte und ungeplante Unebenheiten (maximal zulässige Unebenheit ist jene von 4-6mm).

In manchen Fällen kann es ein Vorteil sein, wenn zwei Einbaustreifen nebeneinander eingebaut werden. In diesen Fällen ist es wichtig, dass zwischen dem Einbau des ersten und des zweiten Einbaustreifens, mindestens 36 Stunden vergehen.

Für Dünnes Whitetopping und Ultra Dünnes Whitetopping ist der Einsatz von Dübel und Anker nicht erforderlich. Bei Verdübelungen ist darauf zu achten, dass die Dübelkörper unverschieblich auf dem Untergrund befestigt sind.

Wie bei sonstigen Betoneinbauarbeiten sind die Witterungsbedingungen sowie Temperaturverhältnisse und Luftfeuchtigkeit extrem wichtig. Bei bestimmten Wetterverhältnissen wie:

- Regen,
- Lufttemperatur geringer als 5°C oder höher als 25°C,
- Frischbetontemperatur geringer als 5°C oder höher als 30°C,
- geringe Luftfeuchtigkeit,
- hohe Windgeschwindigkeiten,

sollte kein Whitetopping-Belag eingebaut werden.

Wo der Beton fertig eingebaut wurde, müssen zum Schutz vor Regen und vor Austrocknung, adäquate Lösungen getroffen werden.

3.3 Einflussfaktoren

Für eine Whitetopping-Oberbauweise ist die Verbundwirkung maßgebend für die Tragfähigkeit und die Langlebigkeit der Konstruktion. Damit diese optimal ihre Funktion aufnehmen kann, ist es fundamental, dass nicht nur die Verbundfläche optimal bearbeitet wird, sondern auch alle Materialien die bestimmte Qualität erreichen (Prinesdoma, 2006). Die verschiedenen Anforderungen die gestellt werden, sind in der folgenden Abb. 3.4 ersichtlich.

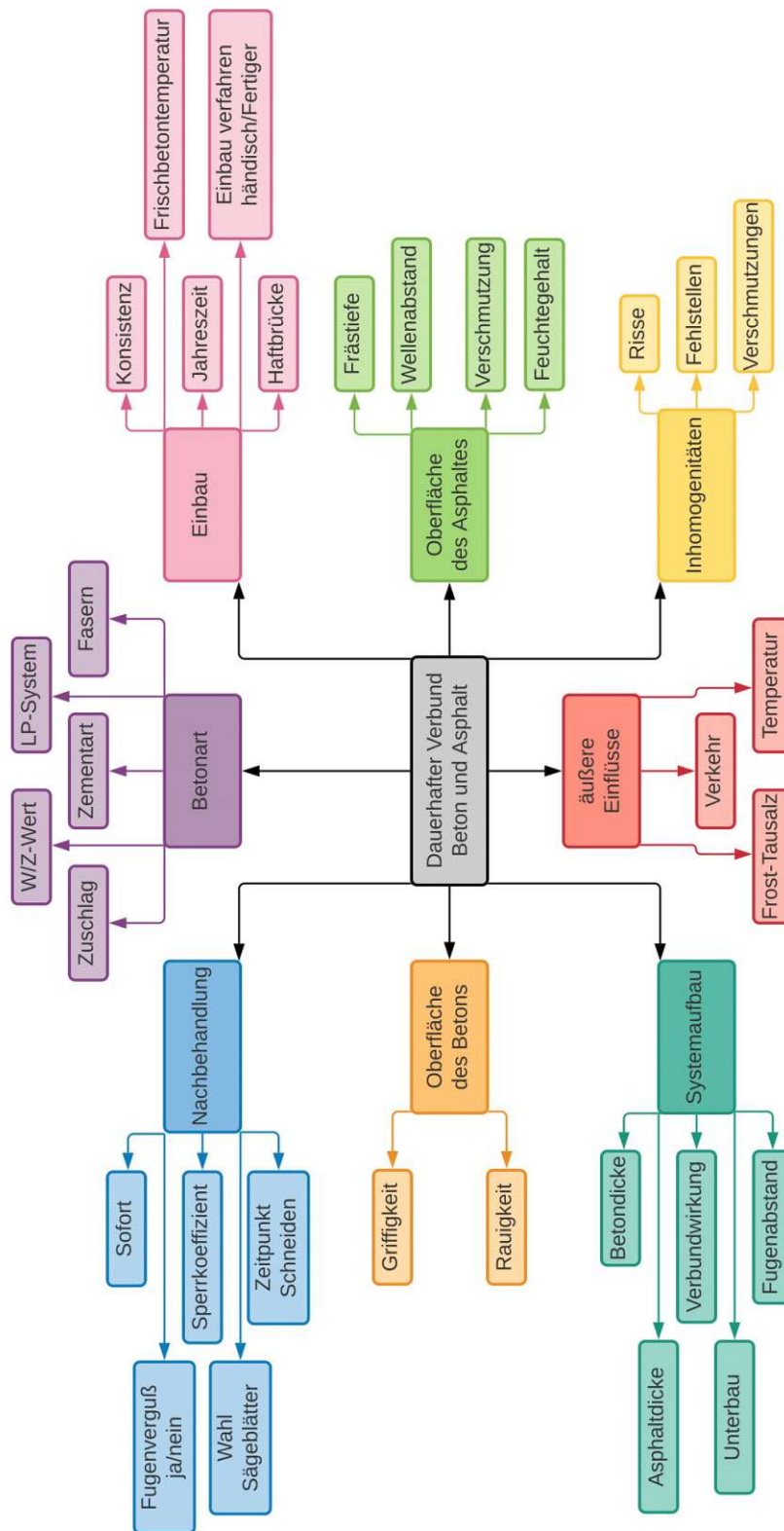


Abb. 3.4: Anforderungen an einen dauerhaften Verbund Beton-Asphalt (Steigenberger, 1998b)

3.4 Prüfmethode

Im Laufe der Jahre wurden verschiedene Prüfmethode, um die Verbundeigenschaften zu testen, entwickelt. In Abb. 3.5 sind die wichtigsten Prüfmethode zur Beurteilung des Schichtenverbundes schematisch dargestellt.

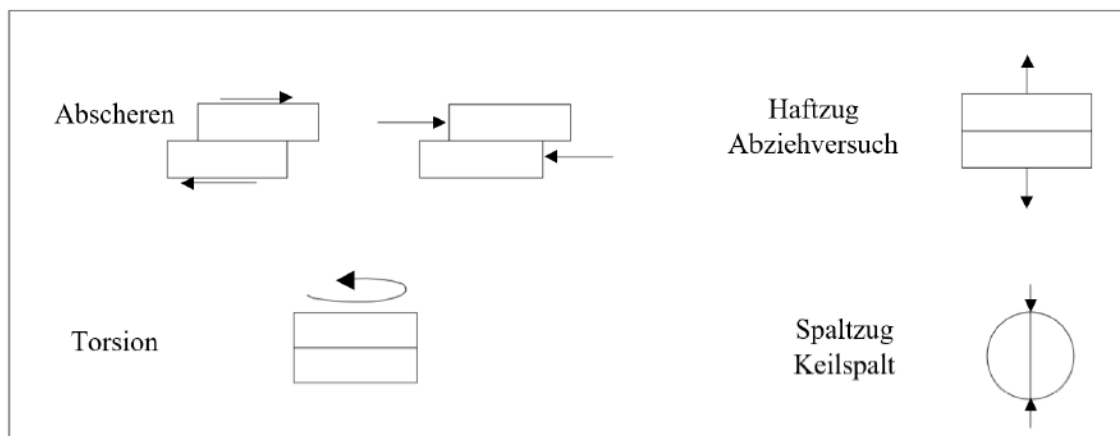


Abb. 3.5: Schematische Darstellung der Prüfmethode für Schichtenverbund (Raab, et al., 1999)

Im Straßenbau werden verschiedene dieser statischen und dynamischen Methoden, um den Schichtenverbund zu prüfen, angewendet. Diese verschiedenen Prüfungen wurden in Veröffentlichungen von (Buchta, 2007), (Sutanto, 2010), (Wellner, et al., 2007) und (Wellner, et al., 2016) aufgelistet und beschrieben (Wagner, 2019). Fünf Methoden [sechs wenn auch (ÖNI, 2011) betrachtet wird] haben sich als wesentlich etabliert [laut EN 12697 -48 (ÖNI, 2013)].

Diese sind:

- Prüfung der Haftfestigkeit unter Drehmoment (TBT)
- Scherhaftfestigkeitsprüfung (SBT)
- Haftzugfestigkeitsprüfung (TAT)
- Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung (CSBT)
- Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (CCSBT)
- Keilspaltmethode nach (ÖNI, 2011)

Diese Methoden führen jeweils zu unterschiedlichen Ergebnissen und erläutern eine bzw. mehrere Eigenschaften des Schichtenverbundes (Wagner, 2019).

3.4.1 Prüfung der Haftfestigkeit unter Drehmoment (TBT)

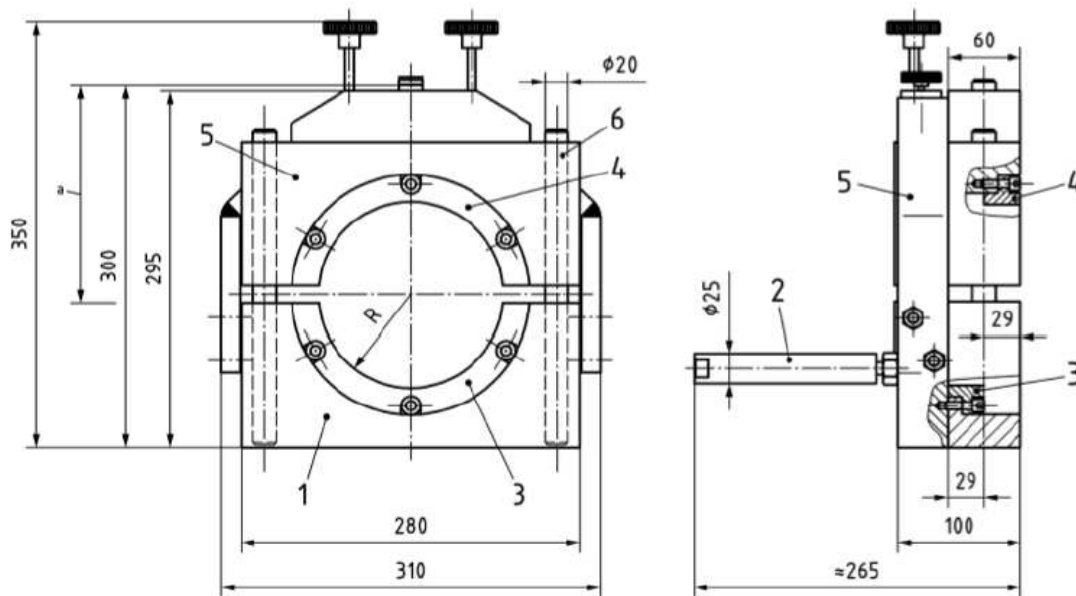
Diese Art von Prüfung kann sowohl vor Ort auf der Baustelle sowie im Labor, mit Einsatz von Bohrkernen, durchgeführt werden. Haftfestigkeit unter Drehmoment führt zum gleichen Ergebnis wie die Scherhaftfestigkeitsprüfung.

Für diese Prüfung wird die Probe an der oberen Schicht mit einer horizontalen Drehkraft (Geschwindigkeit ist konstant) bis zum Bruch beansprucht. An der Stelle des Bruches wird das maximale Drehmoment betrachtet. Dadurch, dass die Temperatur einen maßgebenden Einfluss

auf diese Bauweise hat, muss stets die Temperatur kontrolliert werden (Wagner, 2019). Das heißt, im Falle von Laborprüfungen wird der Probekörper temperiert, hingegen wenn diese Prüfung vor Ort durchgeführt wird, muss die Temperatur der Fahrbahnbefestigung aufgezeichnet werden (Dimitrov, et al., 2018; ÖNI, 2013).

3.4.2 Scherhaftfestigkeitsprüfung (SBT)

Diese Prüfmethode kann ausschließlich im Labor, mit der dafür gedachten Prüfeinrichtung (siehe Abb. 3.6), stattfinden.



Legende

- 1 Grundkörper
- 2 Probenträger
- 3 Unterer Scherring
- 4 Oberer Scherring
- 5 Oberer Körper
- 6 Führungsstange

Abb. 3.6: Schematische Darstellung der Prüfeinrichtung für Scherfestigkeitsprüfungen (ÖNI, 2013)

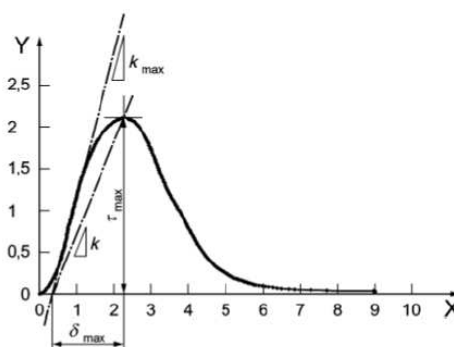
Mit dieser Prüfung wird der Widerstand gegen Scherspannungen in dem Bereich zwischen den zwei Schichten gemessen. Dadurch, dass die Temperatur einen so großen Einfluss hat, wird vor jedem Prüfvorgang der Probekörper auf die gewollte Temperatur temperiert. Ein solcher Vorgang kann Stunden bis auch einen gesamten Tag dauern (in Abhängigkeit der gewollten Temperatur). Die Probekörper müssen auch mit bestimmten Abmessungen zurechtgeschnitten werden. Der zylindrische Probekörper muss einen Durchmesser von 100-150 mm aufweisen; außerdem muss die Schicht oberhalb der Verbundfläche mindestens 20 mm dick sein und jene unterhalb mindestens 70 mm (Dimitrov, et al., 2018; ÖNI, 2013).

Der Prüfkörper wird in der Prüfeinrichtung (siehe Abb. 3.7) eingespannt und durch direkter Scherbelastung beansprucht, dabei wird die Schergeschwindigkeit konstant auf 50 mm/s gehalten (Wagner, 2019).



Abb. 3.7: eingespannter Bohrkern in der Schervbundprüfmaschine (Labor für Straßenbau der Technischen Universität Wien)

Während der Prüfung wird ein Kraft-Weg-Diagramm aufgezeichnet, die den Verlauf der Scherspannung und Scherverformung darstellt. Das Endergebnis ist die maximale Scherspannung, das ist jene an der Stelle des Bruches und wird in (MPa) angegeben (Wagner, 2019). Ein Beispiel für so ein Diagramm wird in Abb. 3.8 gezeigt.



Legende

X Scherspannung, MPa
Y Verschiebung, in mm

Abb. 3.8: Verlauf Scherspannung-Scherverformung (ÖNI, 2013)

3.4.3 Haftzugfestigkeitsprüfung (TAT)

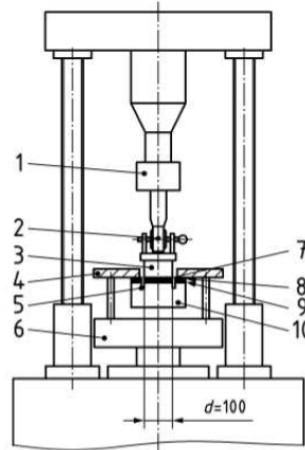
Diese Prüfung misst die Haftung in dem Bereich zwischen den zwei verschiedenen Schichten. Wie für die vorherig erklärten Prüfmethoden, ist auch hier die Temperatur ein wichtiger Bestandteil der Prüfung. Damit der Prüfkörper richtig in der Prüfmaschine eingespannt werden kann, müssen

auf beiden Schichten Stempel befestigt werden (siehe Abb. 3.9).



Abb. 3.9: eingespannter Bohrkern in der Haftzugprüfmaschine (Labor für Straßenbau der Technischen Universität Wien)

Wenn der Prüfkörper die richtige Temperatur erreicht hat, wird dieser mit den Stempeln kraftschlüssig an der Maschine befestigt. Dieser wird dann an beiden Enden mit einer Zugkraft beansprucht (die Zuggeschwindigkeit wird konstant auf 200 N/s gehalten). Die Bruchkraft F_{max} wird an der Stelle des Bruches gemessen und damit kann die gesuchte Haftzugfestigkeit in (MPa) berechnet werden (Wagner, 2019). Die Prüfmethode wird in Abb. 3.10 dargestellt.



Legende

- | | |
|----------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 Lastmessdose | 7 Klebstoff |
| 2 Kugelgelenk | 8 Oberflächenschutzschicht oder Dünnschicht-Heißasphalt |
| 3 Prüfstempel | 9 Grenzfläche zwischen der Oberflächenschutzschicht oder dem Dünnschicht-Heißasphalt und der unteren Schicht |
| 4 Kreisförmige Gegenplatte | 10 Unterlage |
| 5 Ringnut | |
| 6 Unterlage | |

Abb. 3.10: schematische Darstellung für die Haftzugfestigkeitsprüfung (ÖNI, 2013)

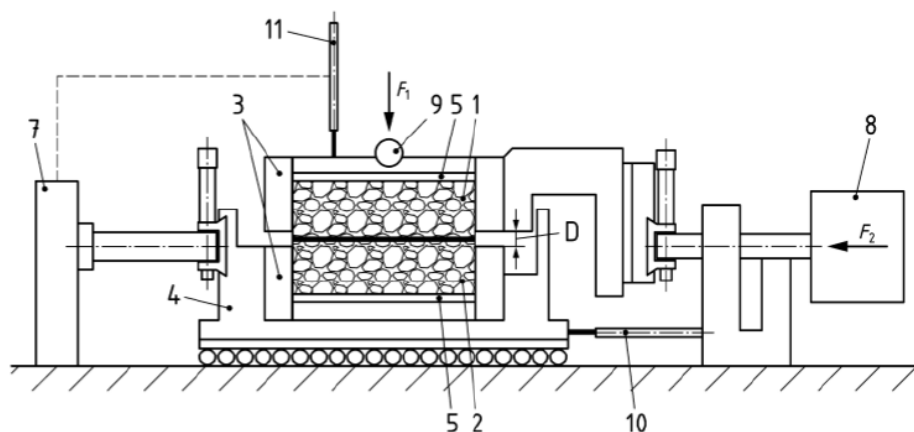
3.4.4 Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung (CSBT)

Dieses Prüfverfahren ist ähnlich wie die Scherhaftfestigkeitsprüfung, auch in diesem Fall wird der Widerstand gegen Scherspannungen in dem Bereich zwischen den zwei Schichten gemessen,

nur dass bei diesem Prüfverfahren der Probekörper durch eine vertikale Last beansprucht wird. Dies sollte die Realität der Beanspruchungen an einer Straße besser simulieren. Auch für diesen Prüfversuch werden die Probekörper temperiert.

Der Probekörper wird mit einer konstanten vertikalen Druckkraft belastet, auch die direkte Scherbelastung wird mit einer konstanten Geschwindigkeit gehalten (2,5 mm/min). Die gesammelten Daten sind die Scherlast F und die vertikale und horizontale Verschiebung. Mit diesen kann die maximale Scherspannung an der Verbundfläche ermittelt werden (Wagner, 2019).

In Vergleich zur Scherhaftfestigkeitsprüfung ohne Druckbelastung werden hier auch die Verzahnung und die Reibung als Einflüsse mitbetrachtet (Dimitrov, et al., 2018; ÖNI, 2013). Eine schematische Darstellung der Prüfeinrichtung ist in Abb. 3.11 ersichtlich.



Legende

- 1 Obere Schicht des Probekörpers
- 2 Untere Schicht des Probekörpers
- A Unabhängige Halbkästen
- B Beweglicher Tisch
- C Zylindrische Formen
- D Zwischenschicht-Scherzone „t“
- E Antriebsmotor
- F Lastmessdose
- G System zur Aufbringung der Vertikallast
- H Horizontal-Messwertaufnehmer (horizontale Verschiebung = δ)
- I Vertikal-Messwertaufnehmer (vertikale Verschiebung = η)

Abb. 3.11: schematische Darstellung der Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung (ÖNI, 2013)

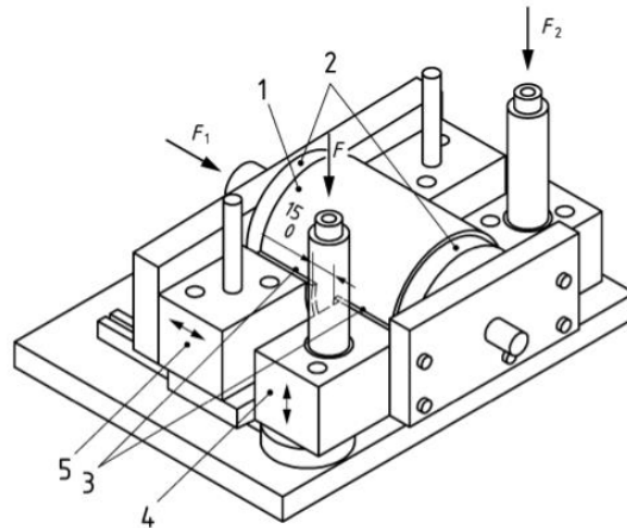
3.4.5 Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (CCSBT)

Diese Prüfung ähnelt der Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung (CSBT), in diesem Fall wird der Probekörper mit einer zyklischen Scherbelastung beansprucht. Dieses Verfahren wird angewendet, um die Eigenschaften in der Verbundschicht unter unterschiedlichen Temperaturen, Normalspannungsniveaus und Belastungsfrequenzen zu untersuchen.

Wie für alle anderen Prüfverfahren wird auch hier der Probekörper erst temperiert. Wenn die erwünschte Temperatur erreicht wird, wird der Prüfkörper eingespannt und die horizontale Normalkraft wird angesetzt. Zuletzt wird die zyklisch verschiebungsgeregelte Scherlast angesetzt. Während des Versuches werden Einflüsse wie Frequenz, Normalspannungen und Temperaturen variiert.

Normalverschiebungen (S), Scherverschiebungen (U) und Scherlast (F) werden kontinuierlich aufgezeichnet (Wagner, 2019).

Mit diesem Prüfverfahren erhält man die komplexe Schersteifigkeit unter Einfluss von Frequenz, Scherverformungsamplitude und Temperatur (Dimitrov, et al., 2018; ÖNI, 2013). Eine schematische Darstellung der Prüfeinrichtung ist in Abb. 3.12 ersichtlich.



Legende

- 1 Scherkraft
- 2 Belastungsplatten zur Aufbringung der Normalspannung
- 3 Untere Scherringe
- 4 Vertikal belastbares Mantelstück
- 5 Horizontal beweglicher Körper
- 6 Normalkraft

Abb. 3.12: schematische Darstellung der Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (ÖNI, 2013)

3.4.6 Keilspaltmethode

Mit dieser Methode werden die bruchmechanischen Eigenschaften von der verschiedenen Baustoffe, deren Verbindung und der Verbundwerkstoffe ermittelt. Bevor die Prüfung beginnen kann, werden die Prüfkörper zu der gewollten Temperatur gebracht und diese werden mit einer Startkerbe versehen. Durch einen Keil wird die Kraft in Richtung der Startkerbe eingebracht. Die Kraft wird anhand eines Wälzlager eingeflößt. Die Kerbe drückt somit die zwei Schichten auseinander, damit wird das Vor- und Nachbruchlastverhalten bestimmt (Wagner, 2019). Eine schematische Darstellung der Prüfung ist in Abb. 3.13 ersichtlich.

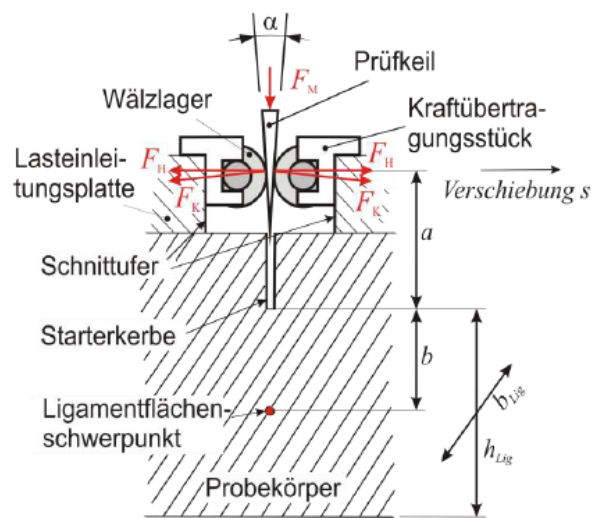


Abb. 3.13: Skizze der Keilspaltenmethode Prüfung (ÖNI, 2011)

Während der Prüfung werden die Kraft und die Verschiebung durchgehend gemessen und aufgezeichnet. In Abb. 3.14 kann man sehen wie aus dem Kraft-Weg-Diagramm die Bruchenergie (G_F) ermittelt wird (ÖNI, 2011; Peyerl, 2012). Zuzufolge kann die Kerb-Spaltfestigkeit (σ_{KZ}) berechnet werden.

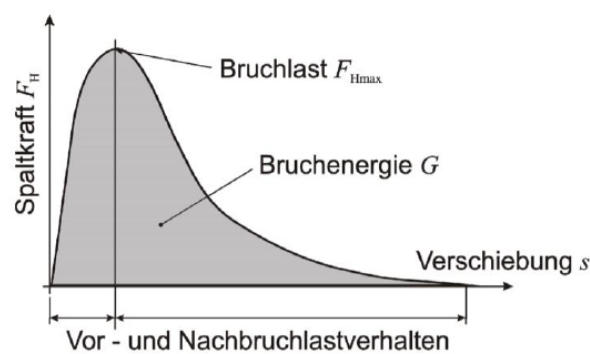


Abb. 3.14: Kraft-Weg-Diagramm (ÖNI, 2011)

Kapitel 4

Verbundprüfungen im Labor

Für die Untersuchung der Verbundwirkung wurden 29 Probekörper in Betracht gezogen, diese wurden anhand von Bohrkernen hergestellt. Die Bohrkern wurden in Mitarbeit mit der Firma Smartminerals In-situ (siehe Kap. 4.1) gezogen und später dann im Labor der TU-Wien geprüft. In Österreich werden nach Norm verschiedene Prüfverfahren geregelt, um den Verbund zwischen Bestandsasphaltschicht und Betondecke zu bewerten. Insgesamt sind das die drei Prüfverfahren, die in Kapitel 2 Grundlagen beschrieben werden: Haftzugfestigkeits-, Schubfestigkeits- und Keilspaltprüfungen. Die 29 Probekörper, die gezogen wurden, wurden auf Schubfestigkeit und Haftzugfestigkeit geprüft, die Werte der Keilspaltprüfung wurden aus den ersten zwei Forschungsjahren des Projektes Ecoroads entnommen (Eberhardsteiner, et al., 2018)(Eberhardsteiner, et al., 2020). Diese Prüfverfahren werden angewendet um die Simulation von verschiedenen Belastungsbedingungen darzustellen. Um das Verhalten des Verbundes zwischen Asphalt und Beton zu untersuchen, werden die Scherhaftfestigkeitsprüfung und die Haftzugfestigkeitsprüfungen angewendet, der Prüfkörper wird hier auf Schub- bzw. Normalkraft beansprucht. Die Keilspaltprüfung, hingegen, wird zur Prüfung der Kerbspaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie im Betonstraßenbau verwendet (FSV, 2016). Damit der Einfluss von Temperaturen auf die Spannungen verdeutlicht wird, werden die Prüfkörper auf verschiedenen Temperaturen getestet: -10°C , $\pm 0^{\circ}\text{C}$, 20°C und 30°C .

4.1 Beschreibung der Testfläche

Die Bohrkern wurden aus einer Testfläche in Niederösterreich entnommen. Genauer befindet sich diese kurze Strecke (insgesamt 150m) auf der L45 zwischen Rohrendorf bei Krens und Stratzdorf. Die Ausführung und Instrumentierung dieses Projektes wurden in Zusammenarbeit mit der Abteilung ST4 Landesstraßenbau und -verwaltung des Amtes der NÖ Landesregierung und von der Firma ÖBA - Österreichische Betondecken Ausbau GmbH errichtet. Für diese Strecke wurde geplant, dass von der obersten Schicht (Asphalt) 10-12 cm abgefräst und mit Betondecken ersetzt werden. Die Abmessung der Schichtstärke ist ungewöhnlich für die Betondeckenherstellung und deswegen musste die Fugenteilung an diese Abmessungen angepasst werden. Mit ungewöhnlich wird gemeint, dass in Österreich momentan nur vereinzelt und selten Teststrecken mit dieser Bauvariante durchgeführt werden. Die Fugenteilung abhängig von der Einbaustärke wird für Österreich in der RVS 08.17.04 geregelt. Die Wahl des Standortes der Strecke wurde auf km 4.050 bis km 4.200 getroffen (siehe Abb. 4.1).



Abb. 4.1: Lageplan der Teststrecke auf der L45, Rohrendorf (Eberhardsteiner, et al., 2020)

In unmittelbarer Nähe befindet sich ein Lagerplatz für Schotter, so ist zu eine Schwerverkehrsbelastung zu erwarten. Die optimale Lage wurde anhand von Seitenradarmessungen zur Ermittlung der Verkehrsbelastung (von Seiten des Landes NÖ) ermittelt. Die Teststrecke wurde in Bereiche unterteilt (siehe Abb. 4.3), diese haben verschiedene Eigenschaften so wie:

- Schichtdicke
- Größtkorn des Betons
- Wasch- bzw. Faserbeton
- Verbundeigenschaften und Fugenabstand

Bestimmte Felder wurden ohne Verbund hergestellt, bei diesen wurden die Trennschichten mit Hilfe von 2 Vliese (siehe Abb. 4.2) gewährleistet (Eberhardsteiner, et al., 2018):

- Ten Cate polyfelt P50 (PP-Endlosfaservlies mit 500 g/m²)
- Ten Cate polyfelt PGM B 100/200 (Basalt/Glasfaser-verstärktes Vlies)



(a) Ten Cate polyfelt P50 (PP-Endlosfaservlies mit 500 g/m²)



(b) Ten Cate polyfelt PGM B 100/200 (Basalt/Glasfaser-verstärktes Vlies)

Abb. 4.2: Zwei verwendete Vliese für die Felder ohne Verbund (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

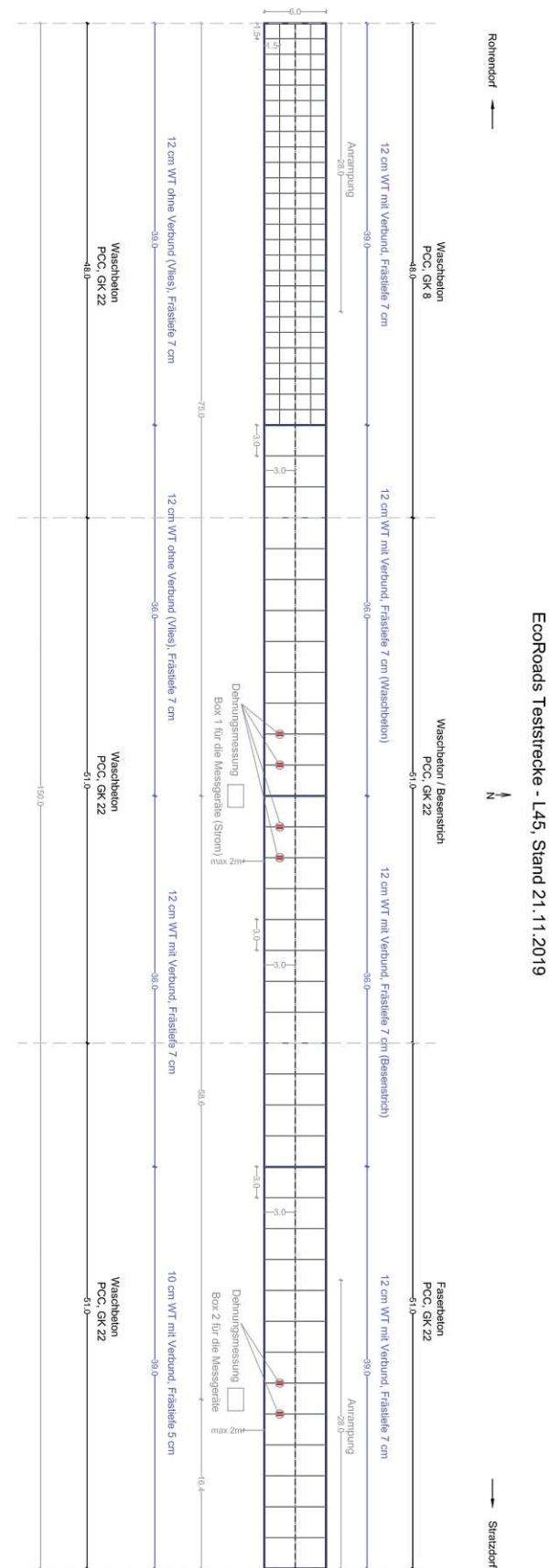


Abb. 4.3: Skizze der Teststrecke auf der L45, Rohrendorf (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

4.1.1 Zustandserfassung

Der bestehende Abschnitt der Straße, der in Betracht genommen wird, also von km 4 bis km 4.200 auf der L45 wurde anhand von verschiedenen Methoden geprüft. Diese sind:

Visuelle Zustandserfassung

Diese Methode erfolgt, in dem die Strecke auf Oberflächen- und Risschaden visuell untersucht wird, außerdem werden anhand einer 2m- Latte die Spurrinnen in beiden Fahrtrichtungen gemessen. Anhand dieser Erfassung wurde festgestellt, dass

- in beide Fahrtrichtungen Spurrinnen vorhanden sind (max. 20 mm Spurrinnentiefe)
- an der Stelle der Spurrinnen Schützen an der Oberfläche auftritt
- in beide Fahrtrichtungen mehrere Risse vorhanden sind (max. 10 mm Rissbreite, max. 3,20 m Risslänge)

Steifigkeitsversuche

Diese Methode erfolgt, in dem zylindrische Probekörper von der Bestandsstraße entnommen werden und anhand von IT-CY-Steifigkeitsprüfungen geprüft werden. Bei dieser Art von Versuchen wird der Probekörper mit einer kraftgesteuerten, periodischen, vertikalen Drucklast beansprucht. Im Probekörper bilden sich somit, einerseits eine Zugspannung die im mittleren Bereich des Probekörpers konstant ist und eine vertikale Druckspannung, die über den Probekörper variabel ist (zweiachsiger Spannungszustand). Anhand der Änderung der Frequenz kann der dynamische Steifigkeitsmodul $|E^*|$ in MPa bestimmt werden und dieser kann nochmals in elastische (E_1) und viskose (E_2) Anteile unterteilt werden. Der Phasenwinkel (Φ) wird in Abhängigkeit der Frequenz angegeben.

Tragfähigkeitsmessungen

Anhand von Fallgewichtsdeflektometer wurde die Tragfähigkeit der Straße beurteilt. Diese Methode wurde in Zusammenarbeit mit der Prüfanstalt Nievelt ausgeführt. Die Messung wurde insgesamt an 18 Punkte durchgeführt (9 pro Fahrtrichtung). Dies erfolgt indem eine Last von 120 kN, auf einer Lastplatte mit Durchmesser von 300 mm, aufgebracht wird. Für jeden der 18 Punkte werden drei Belastungsschläge angebracht und anhand von Geophonen (9 insgesamt) wird die Deflektion in bestimmten Abständen von den Punkt gemessen. Anhand der Auswertung dieser Daten konnte gezeigt werden, dass die Tragfähigkeit des Oberbaues ausreichend gut war.

Monitoring der Dehnungen an instrumentierten Fugen

Auf ausgewählten Feldern wurde ein Messsystem für die Dehnungsmessung eingebaut, dies um die Richtigkeit der erstellten FE- Modelle zu bestätigen und um weiter Erkenntnisse über die Aufbauvarianten zu gewinnen. Das Messsystem besteht aus:

- Dehnungsaufnehmer (KM-100B)
- Messverstärker
- Mini-PC (Krypton-CPU)

Die Dehnung wurde im Beton gemessen, die Sensoren waren daher komplett mit Beton umhüllt.

Laborprüfungen

Bei den Laborprüfungen wurde die optimale Rezeptur für den einzubauenden Beton erprobt und festgestellt. Erster Schritt war auch hier die Erprobung und Festlegung von Rezepturen für den Betoneinbau. Im Rahmen von Laborversuchen wurden drei unterschiedliche Betonrezepturen entwickelt und deren Anforderungen an die Frisch- und Festbetoneigenschaften ermittelt. Insgesamt

wurden drei verschiedene Betonrezepturen ausgesucht, gemischt und untersucht. Die Verhältnisse der verschiedenen Mischungen werden in Tab. 4.1 festgehalten.

Betonausgangsstoff	MV1	MV2	MV3
	(kg/m^3)		
KK 0/2 Loja	560	(-)	(-)
KK 4/8 Loja	1200	(-)	(-)
KK 8/11 Loja	(-)	211	210
KK 11/16 Loja	(-)	422	420
KK 16/22 Loja	(-)	425	423
Master Fiber SPA	(-)	(-)	3
FM dynamIQ flow L-01	0,20	0,10	(-)
LP dynamIQ air L-01	0,90	0,90	0,80
Gesamtwasser	172	175	175
CEM II/B-S 42,5N (DZ)	430	430	430
W/B-Wert	0,40	0,41	0,41

Tab. 4.1: Mischungsverhältnis der Rezepturen für die Laborversuche (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

Für diese Mischungsverhältnisse wurde in den folgenden Tabellen (siehe Tab. 4.2 und Tab. 4.3) die Frischbeton- und die mechanischen Festigkeitseigenschaften festgehalten. Anhand von diesen Mischungsverhältnissen wurde dann auf der Teststrecke eingebaut.

	MV1	MV2	MV3
W/B-Wert (-)	0,40	0,41	0,41
Rohdichte (kg/m^3)	2410	2336	2335
Luftgehalt (%)	4,80	5,70	5,90
V10 (-)	1,42	1,33	2,38
T 10 (°C)	22,60	21,90	22,00
Soll Luftgehalt (%)	4	4	4
Max Luftgehalt (%)	6	6	6

Tab. 4.2: Frischbetoneigenschaften der Laborversuche (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

	MV1	MV2	MV3
Luftporenkennwerte Festbeton			
Gesamtluftgehalt (%)	5,90	6,89	4,92
L300 (%)	3,20	4,04	3,13
Min. L300 (%)	1,80	1,80	1,80
Abstandsfaktor (mm)	0,11	0,10	0,12
Max. Abstandsfaktor (mm)	0,21	0,21	0,21
mechanische Eigenschaften Festbeton			
Rohdichte 2d (kg/m^3)	2430	2340	2340
Druckfestigkeit 2d (MPa)	26,90	23,60	23,80
Spaltzugfestigkeit 2d (MPa)	2,50	2,70	2,40
Biegezugfestigkeit 2d (MPa)	5,30	4,30	4,90
E-Modul 2d (MPa)	29000	26000	27500
Rohdichte 28d (kg/m^3)	2420	2340	2350
Druckfestigkeit 28d (MPa)	50,90	45,40	44,80
Spaltzugfestigkeit 28d (MPa)	4,80	4,40	4,40
Min. Spaltzugfestigkeit 28d (MPa)	4,40	4,40	4,40
Biegezugfestigkeit 28d (MPa)	9,10	8,10	7,70
E-Modul 28d (MPa)	38500	35000	35000
Verschleiß Böhme ($cm^3/50cm^2$)	0,26	0,18	0,17

Tab. 4.3: Festbetonkennwerte der Laborversuche (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

Die Schritte:

- Asphaltfahrbahn vor dem Fräsvorgang (Abb. 4.4)
- Asphaltfahrbahn nach dem Fräsvorgang (Abb. 4.5)
- Betondeckeneinbau (Abb. 4.6)
- fertiggestellte Waschbetonoberfläche (Abb. 4.7)

werden in den folgenden Abbildungen dargestellt.



Abb. 4.4: Asphaltfahrbahn vor dem Fräsvorgang (Eberhardtsteiner, et al., 2020)



Abb. 4.5: Gefräste und gereinigte Asphaltfahrbahn (Eberhardtsteiner, et al., 2020)



Abb. 4.6: Betondeckeneinbau (Eberhardtsteiner, et al., 2020)



Abb. 4.7: Fertig gestellte Waschbetonoberfläche (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

Die Mischverhältnisse (MV1, MV2 und MV3) wurden durch die Fa. Rohrdorfer Transportbeton im Transportbetonwerk Loosdorf produziert und mit Mischfahrzeugen nach Rohrendorf geliefert. In Tab. 4.4 kann man die Zusammensetzung der eingebauten Rezepturen ablesen.

	MV1	MV2	MV3
Betonbezeichnung nach RVS 08.17.02	OB GK8	OB GK22	OB GK22 Fasern
Betonbezeichnung nach Plan TU Wien	PCC GK8	PCC GK22	PCC GK22
	(kg/m^3)		
CEM II/B-S 42,5N DZ (Mannersdorf)	430	400	399
Wasser	162	151	147
Sand 0/2 (Loja)	560	(-)	(-)
Sand 0/4 (Rohrdorfer Grafenwörth)	(-)	700	700
Hartsplitt 4/8 (Loja)	1198	(-)	(-)
Hartsplitt KK 8/22 (Loja)	(-)	1125	1125
Fließmittel (dynamIQ flow L - 01 Rohrdorfer)	0,30	0,30	0,30
Luftporenbildner (dynamIQ air M - 01 Rohrdorfer)	2,10	2,30	2,80
Fasern (Master Fiber SPA 255 - BASF)	(-)	(-)	3
Luftgehalt (Zielwert %)	4,0-6,0	4,0-6,0	4,0-6,0
W-B Wert	0,38	0,38	0,37
Rohdichte	2350	2380	2380

Tab. 4.4: Zusammensetzung der eingebauten Rezepturen (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

Während dem Einbau wurden ständige Prüfungen des Frischbetons durchgeführt. Die Kennwerte wurden in Tab. 4.5 aufgelistet.

	MV1	MV2	MV3	MV2
Datum	26.11.2019	26.11.2019	26.11.2019	03.12.2019
Frischbetonrohddichte (kg/m^3)	2350-2370	2370	2370-2410	2380-2390
Ist-Luftgehalt (%)	6,5-7,8	6,5-7,0	4,7-6,8	4,8-6,4
Wassergehalt (L/m^3)	174-197	163-174	163	155-160
Ist-W/B-Wert	0,44-0,46	0,41-0,44	0,41	0,39-0,40

Tab. 4.5: Frischbetoneigenschaften während den Einbau (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

In der Tab. 4.5 kann man sehen, wie für die meisten Werte die Schwankungen sehr gering sind. Nur für den Luftgehalt liegen die Werte höher als das Erwünschte (laut RVS 08.17.02 von 4,0 bis 6,0 %). Diese Abweichung ist nach ÖNORM B4710-1 zulässig, wenn die Festigkeitseigenschaften eingehalten werden. Die RVS 08.17.02 hat keine spezifischen Grenzen für den W/B-Wert, somit wird dafür nach ÖNORM B4710-1 gehandelt. Prinzipiell entsprechen alle Werte den Anforderungen der Expositionsklasse XF4 (ÖNORM B4710-1). In der Tab. 4.6 kann man die Eigenschaften des fertigen Festbeton betrachten. Die Prüfwerte der mechanischen Eigenschaften dienen als Eingangsparameter für spätere Dimensionierungsberechnungen (Eberhardtsteiner, et al., 2018). Für die Endbiegezugfestigkeit wurde für jeden Einzelwert die untere Grenze von 3,20 MPa eingehalten. Das gleiche gilt für den Mittelwert ($\geq 4,20$ MPa).

Datum	MV1 26.11.2019	MV2 26.11.2019	MV3 26.11.2019	MV2 03.12.2019
Luftporenkennwerte Festbeton				
Gesamtluftgehalt (%)	4,86	4,11	4,77	7,28
L300 (%) 1,97	2,38	2,31	2,23	
Min. L300 (%)	1,80	1,80	1,80	1,80
Abstandsfaktor (mm)	0,19	0,14	0,17	0,19
Max. Abstandsfaktor (mm)	0,21	0,21	0,21	0,21
mechanische Eigenschaften Festbeton				
Rohdichte 1d (kg/m^3)	2400	2400	2420	2360
Druckfestigkeit 1d (MPa)	13,10	13,10	13,10	13,20
Spaltzugfestigkeit 1d (MPa)	1,35	1,30	1,50	1,30
Biegezugfestigkeit 1d (MPa)	2,60	2,60	2,60	2,40
Rohdichte 2d (kg/m^3)	2410	2420	2430	2390
Druckfestigkeit 2d (MPa)	25,40	25,60	26,80	21,90
Spaltzugfestigkeit 2d (MPa)	2,45	2,60	2,75	2,20
Biegezugfestigkeit 2d (MPa)	4,50	4,40	4,40	4,20
E-Modul 2d (MPa)	25500	29000	30500	26500
Rohdichte 28d (kg/m^3)	2440	2430	2450	2410
Druckfestigkeit 28d (MPa)	51,10	50,40	54,90	43,10
Spaltzugfestigkeit 28d (MPa)	4,95	4,75	4,90	4,25
Min. Spaltzugfestigkeit 28d (MPa)	4,40	4,40	4,40	4,40
E-Modul 28d (MPa)	38000	40000	40000	40000
Verschleiß Böhme ($cm^3/50cm^2$)	10,5	9,90	8,80	9,70
Biegezugfestigkeit 28d (MPa)		<i>EW,3,20 und MW,4,20</i>		

Tab. 4.6: Festbetonkennwerte nach dem Einbau (Eberhardtsteiner, et al., 2020)

4.2 Haftzugfestigkeitsprüfungen

Aus den 29 Probekörpern wurden 10 für die Haftzugfestigkeitsprüfung verwendet, drei davon bei der Prüftemperatur von -10°C und die restlichen sieben bei $\pm 0^{\circ}\text{C}$. Die Prüfungen wurden im Straßenbautechnischen Labor der Technischen Universität Wien ausgeführt. Zur Auswertung der Daten wurde nach ÖNORM B 3639-2 Ausgabe 1997-07-01 (ÖNI, 1997) vorgegangen.

4.2.1 Kurzbeschreibung

Zur Prüfung des Haftverbundes von Asphaltsschichten oder Asphaltlagen untereinander und von Asphaltsschichten auf Beton ist ÖNORM B 3639-2 (ÖNI, 1997) anzuwenden. Für dieses Projekt wurden die Prüfungen im Labor durchgeführt. Dafür wird ein vorgefertigter Bohrkern (auf der Teststrecke entnommen), mit einem Durchmesser von 100 mm, mit dem daran entsprechend geklebten Stempel für eine Dauer von mindestens 3 Stunden in einer Klimakammer auf die Prüftemperatur temperiert. Nachdem der Probekörper in der Zugmaschine eingesetzt und der am Bohrkern befestigte Prüfstempel kraftschlüssig an der Prüfmaschine angeschlossen wird, wird die Prüfung gestartet. Der Probekörper wird bei konstanter Temperatur so lange mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 200 N/s belastet, bis dieser bricht. Die Bruchkraft, -ausbildung sowie die Lage des Bruches werden betrachtet. Die Haftzugfestigkeit β_{HZ} wird folgendermaßen ermittelt (ÖNI, 1997):

$$\beta_{HZ} = \frac{F_{max}}{A} \quad \left[\frac{N}{mm^2} \right] \quad \text{mit} \quad A = \frac{\pi * d^2}{4} \quad [mm^2] \quad (4.1)$$

β_{HZ} ... Haftzugfestigkeit [N/mm^2]

F_{max} ... Bruchlast [N]

A ... ermittelte Prüffläche [mm^2]

d ... Durchmesser des Probekörpers [mm]

Für die Erläuterung der Interfaceeigenschaften in der Verbundschicht zwischen den zwei Materialien (Asphalt-Beton) wird das Kohäsivzonenmodell angewendet. In dem Modell wird die Haftzugsteifigkeit als Parameter eingesetzt. Diese wird anhand der folgenden Formel berechnet:

$$K_{ss} = K_{tt} = \frac{\beta_{HZ}}{u_{Fmax}} \quad \left[\frac{N}{mm^3} \right] \quad (4.2)$$

$K_{ss} = K_{tt}$... Haftzugsteifigkeit [N/mm^3]

u_{Fmax} ... Verschiebung bei Bruchlast F_{max} [mm]

4.2.1.1 Ergebnisse und Interpretation

Die Bruchkraft kann nur an jenen Probekörpern verwendet werden, bei denen der Bruch in der Verbundfläche entsteht. Dies wird in der ÖNORM B 3639-2 (ÖNI, 1997) deutlich erklärt. Dies

wurde innerhalb von diesem Projekt nicht bei jedem Versuch erzielt und somit mussten einige Proben verworfen werden. Sie wurden in den nachfolgenden Tabellen farblich (Rot) gekennzeichnet (siehe Tab. 4.7).

Temp. (°C)	PK Nr. (-)	F_{max} (N)	u_{max} (mm)	A (mm ²)	β_{HZ} (N/mm ²)	K_{ss} (N/mm ³)	GK (-)	Betonart (-)
-10	20	-19800,77	-1,54	7628,64	-2,6	1,69	22	WB
	41	-7709,06	-1,27	7853,98	-0,98	0,77	22	WB
	44	-5250,1	-0,91	7660,41	-0,69	0,76	22	WB
±0	8	-11007,99	-1,67	7661,96	-1,44	0,86	8	WB
	9	-10963,39	-1,57	7668,17	-1,43	0,91	8	WB
	14	-15047,05	-1,19	7664,29	-1,96	1,65	22	WB
	32	-9253,61	-1,37	7665,84	-1,21	0,88	22	FB
	36	-7046,42	-1,21	7666,62	-0,92	0,76	22	FB
	38	-12670,88	-1,47	7674,38	-1,65	1,12	22	WB
	42	-8098,71	-1,57	7663,51	-1,06	0,67	22	WB

Anmerkungen:

die fehlerhaften Versuche sind rot gekennzeichnet

die Werte die in grau markiert sind, werden für die Dimensionierung von den ABAQUS- Modellen verwendet, siehe Kap. 5

WB steht für Waschbeton und FB für Faserbeton

Tab. 4.7: Ergebnis der Haftzugprüfungen

Anhand der ermittelten Bruchlast und mit der Gleichung (4.1) konnte die Haftzugfestigkeit β_{HZ} ermittelt werden. Die Werte in der Tabelle die grau gekennzeichnet wurden, werden für die spätere Dimensionierung und Simulation in ABAQUS verwendet (siehe Kap. 5). In Abb. 4.8 wird der Probekörper 14, der für die Auswertung herangezogen wurde, vor der Prüfung dargestellt, in Abb. 4.9 wird der Probekörper 14 nach der Prüfung gezeigt.



Abb. 4.8: Bohrkernprobe vor der Haftzugfestigkeitsprüfung



(a) Probekörper 14, Seitenansicht



(b) Probekörper 14, Vorderansicht

Abb. 4.9: Probekörper mit Stempel nach Versuchsdurchführung bei 0°C

In Tab. 4.7 kann man deutlich erkennen, dass die höchste Bruchlast bei einer Temperatur von -10°C aufzufinden ist (ca. 20.000 N). Die geringste Bruchlast konnte bei $\pm 0^{\circ}\text{C}$ gemessen werden und liegt bei rund 9.200 N. Die graphische Darstellung der Bruchlasten wird in den folgenden Abbildungen gezeigt (siehe Abb. 4.10 und Abb. 4.11).

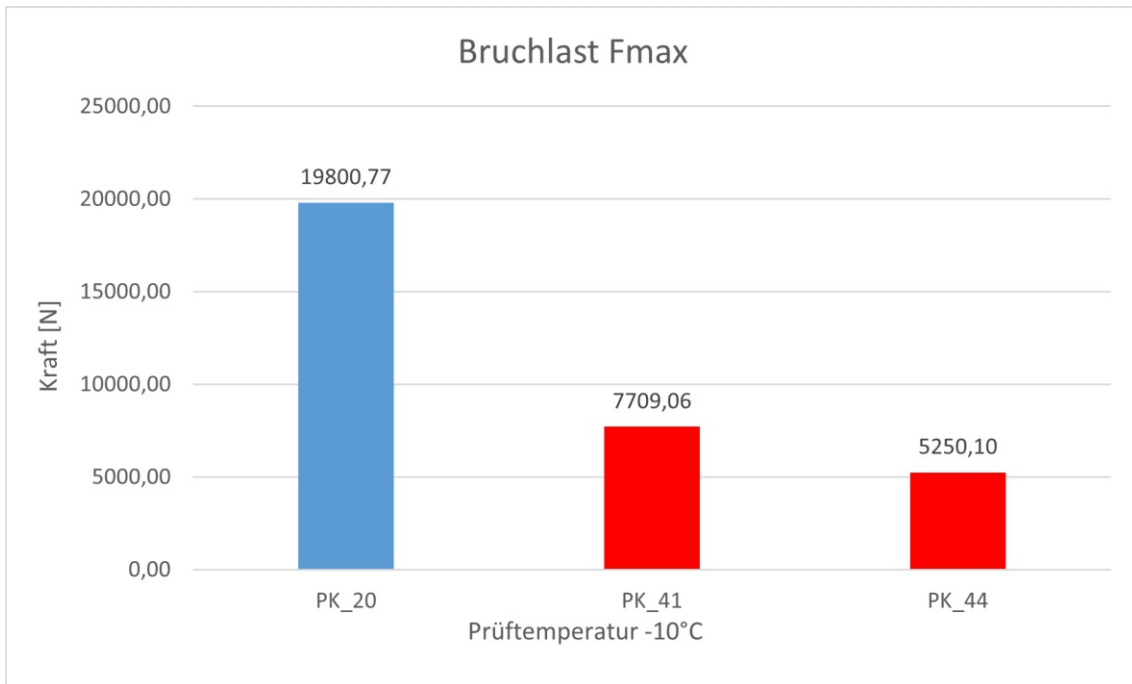


Abb. 4.10: Graphische Darstellung der Bruchlast bei -10°C

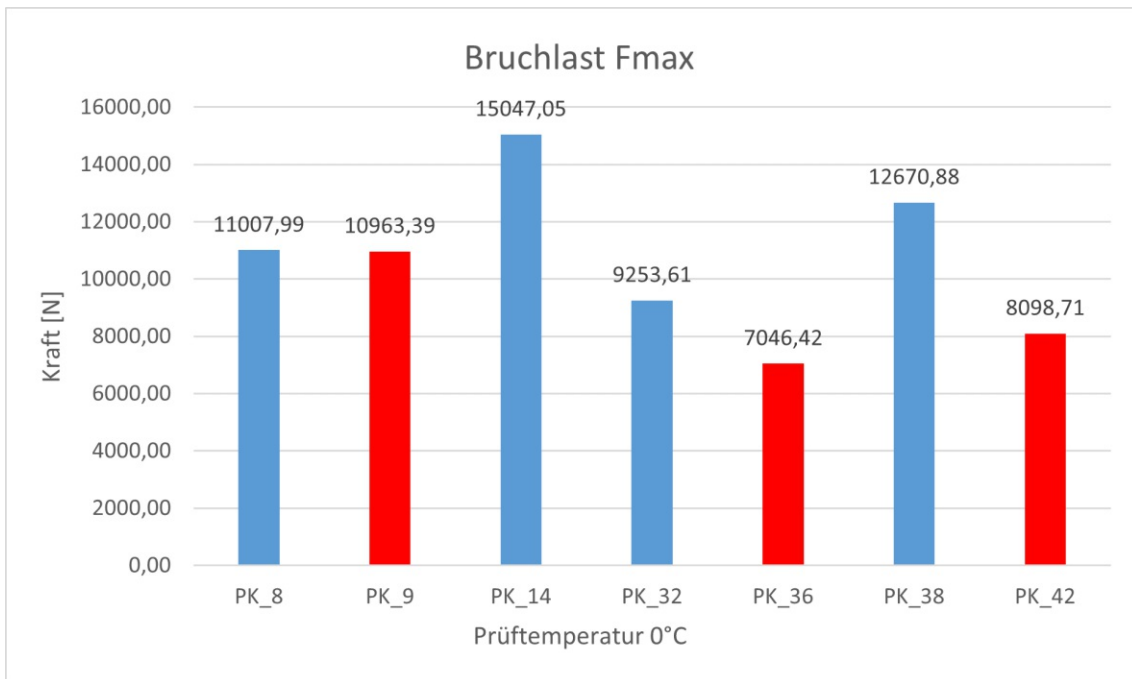
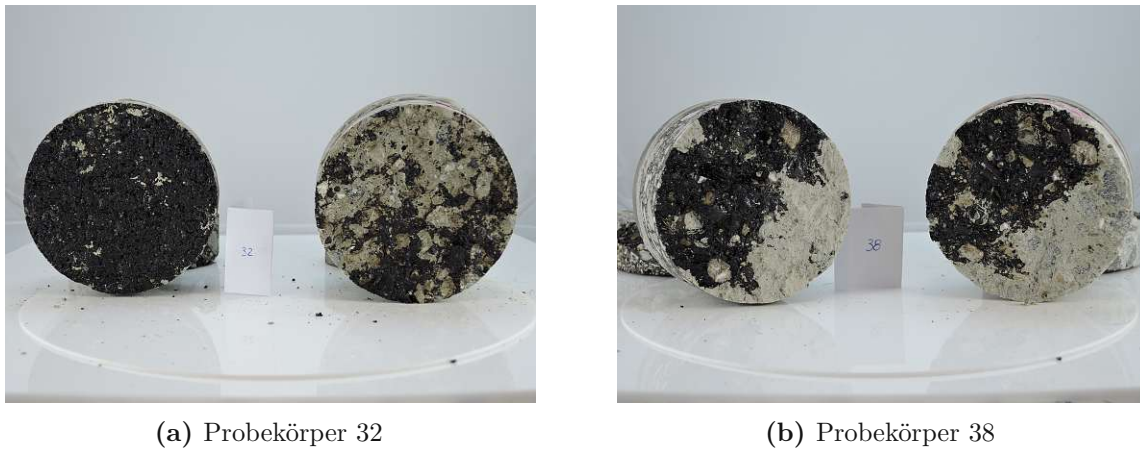


Abb. 4.11: Graphische Darstellung der Bruchlast bei $\pm 0^{\circ}\text{C}$

Die Ergebnisse die in den zuvorstehenden Diagrammen (Abb. 4.10 und Abb. 4.11) in Rot gekennzeichnet sind, sind jene wo der Versuch nicht betrachtet wurde, da sich der Riss nicht im Verbundbereich sondern im Asphalt befindet. Man kann sehen, dass bei geringer werdenden Temperatur die Bruchlasten stets größer werden. Betrachtet man gesondert die Ergebnisse der Prüfungen bei $\pm 0^{\circ}\text{C}$, so fällt auf, dass Unterschiede um ca. 6.000 N vorhanden sind. Vergleicht

man die Bruchflächen der Probekörper (siehe Abb. 4.12), so ist augenscheinlich kein wesentlicher Unterschied festzustellen.



(a) Probekörper 32

(b) Probekörper 38

Abb. 4.12: Vergleich der Probekörper mit Stempel nach Versuchsdurchführung bei $\pm 0^\circ\text{C}$

Ein Grund dafür könnte sein, dass die Verzahnung und daher die Verbundeigenschaften an verschiedenen Stellen der Strecken unterschiedlich waren. Dementsprechend ist auch die Bruchlast F_{max} für manche Probekörper um einiges höher. Im Mittel wurde bei einer Temperatur von $\pm 0^\circ\text{C}$ eine Bruchlast von etwa 10.000 N ermittelt. Im Allgemeinen wurde allerdings die größte Streuung bei dieser Prüftemperatur verzeichnet. Bei einer Prüftemperatur von -10°C konnte nur eine Probe für die Auswertung verwendet werden. Deswegen wird dieser Wert der Bruchlast (19.800,77 N) mit denen des 2. Forschungsjahr verglichen. Die Werte, die damals ermittelt wurden, waren im Mittelwert 13.500 N (Eberhardsteiner, et al., 2018). In diesem Fall ist die Bruchlast um einiges höher als der damalige Mittelwert. In Abb. 4.13 kann man Probekörper nach einen erfolgreichen und einen nicht erfolgreichen Versuch vergleichen.



(a) Probekörper 20, erfolgreicher Versuch

(b) Probekörper 44, nicht erfolgreicher Versuch

Abb. 4.13: Vergleich der Probekörper mit Stempel nach Versuchsdurchführung bei -10°C

Im nächsten Abschnitt wird auf die Haftzugfestigkeit und Haftzugsteifigkeit eingegangen. Um diesen Vergleich optimal darzustellen, werden diese Parameter in Diagramme aufgezeichnet (siehe Abb. 4.14, Abb. 4.15, Abb. 4.16 und Abb. 4.17).

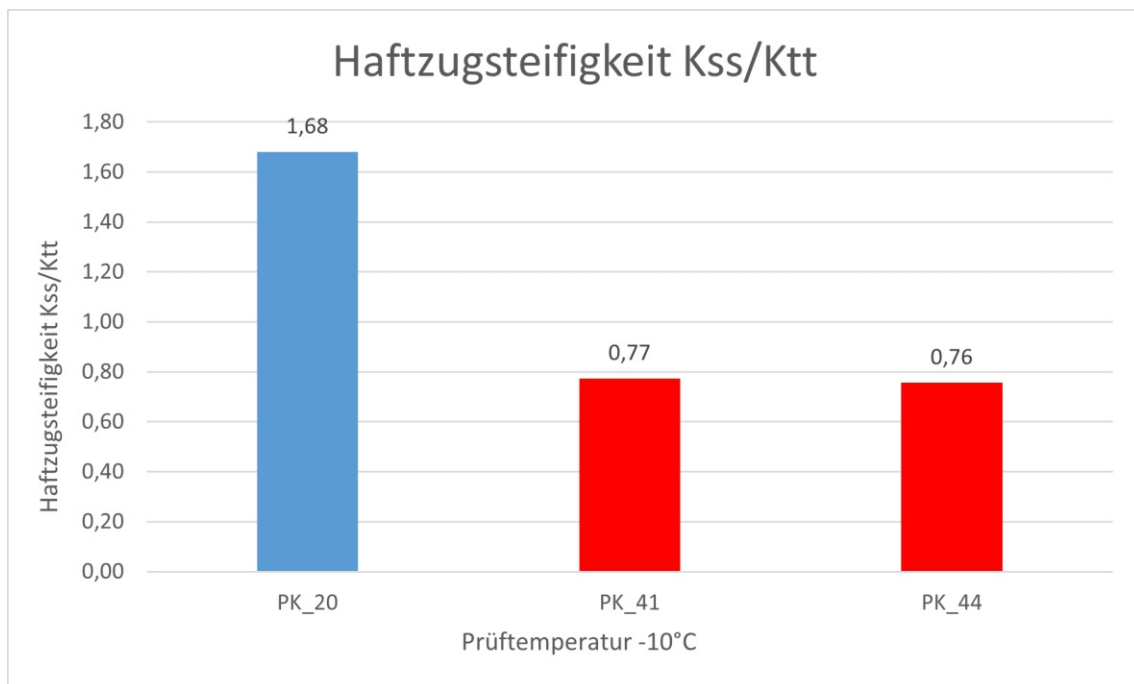


Abb. 4.14: Graphische Darstellung der Haftzugfestigkeit bei -10°C

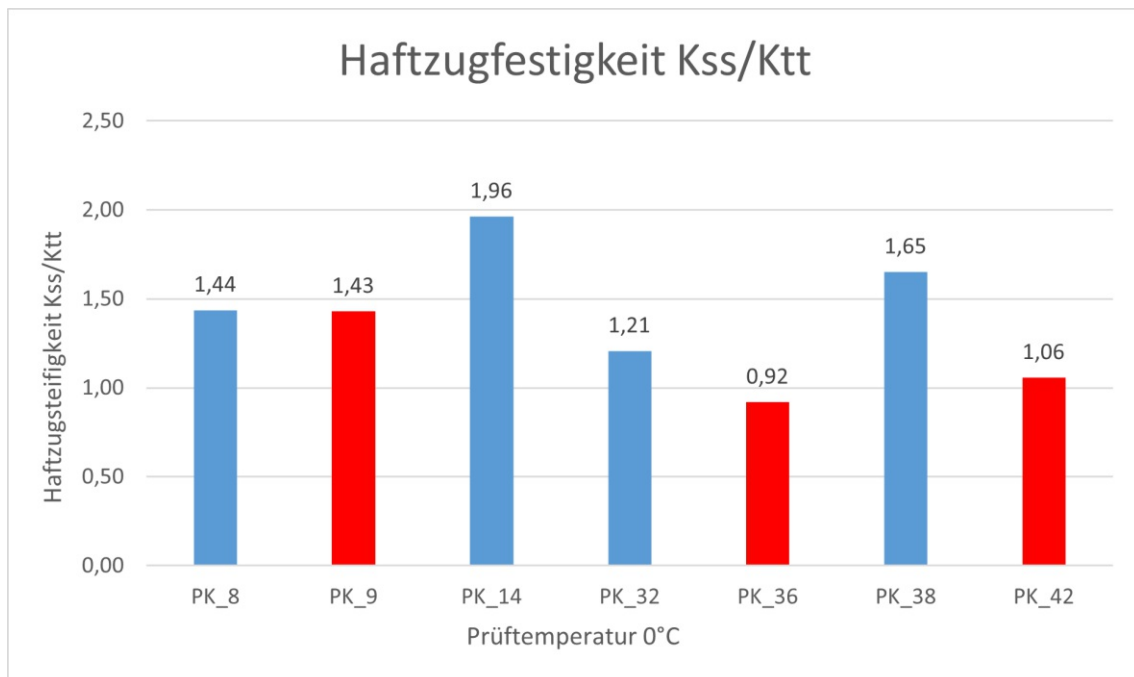


Abb. 4.15: Graphische Darstellung der Haftzugfestigkeit bei 0°C

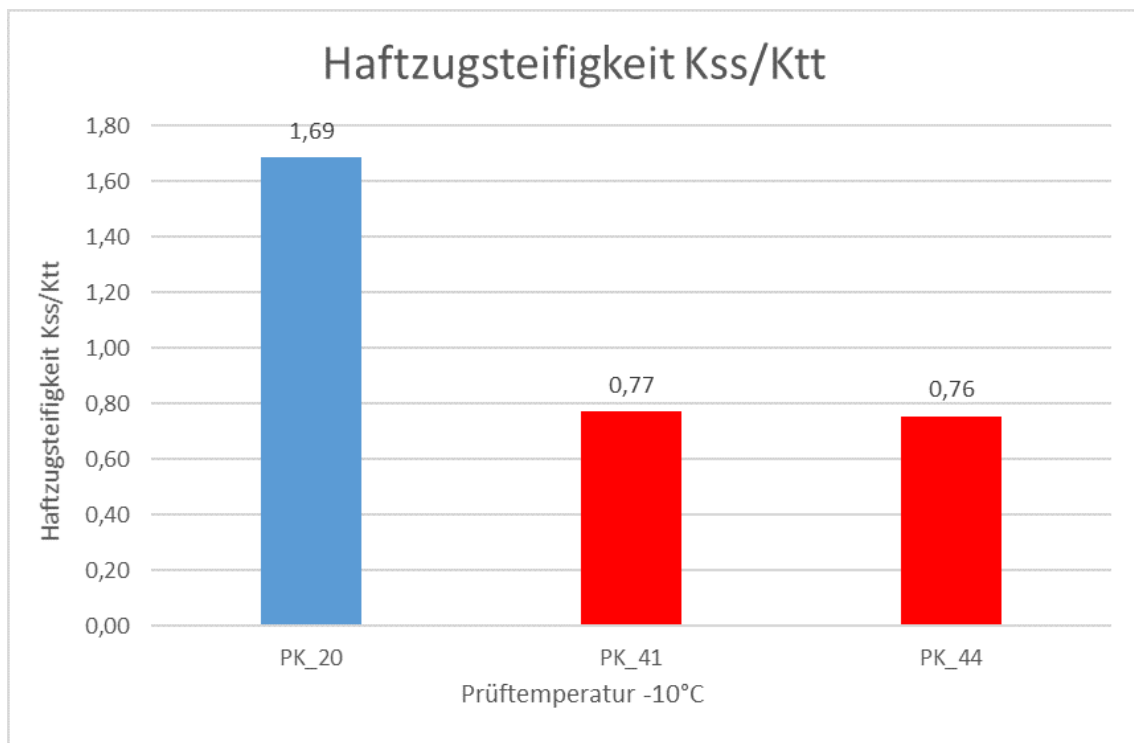


Abb. 4.16: Graphische Darstellung der Haftzugsteifigkeit bei -10°C

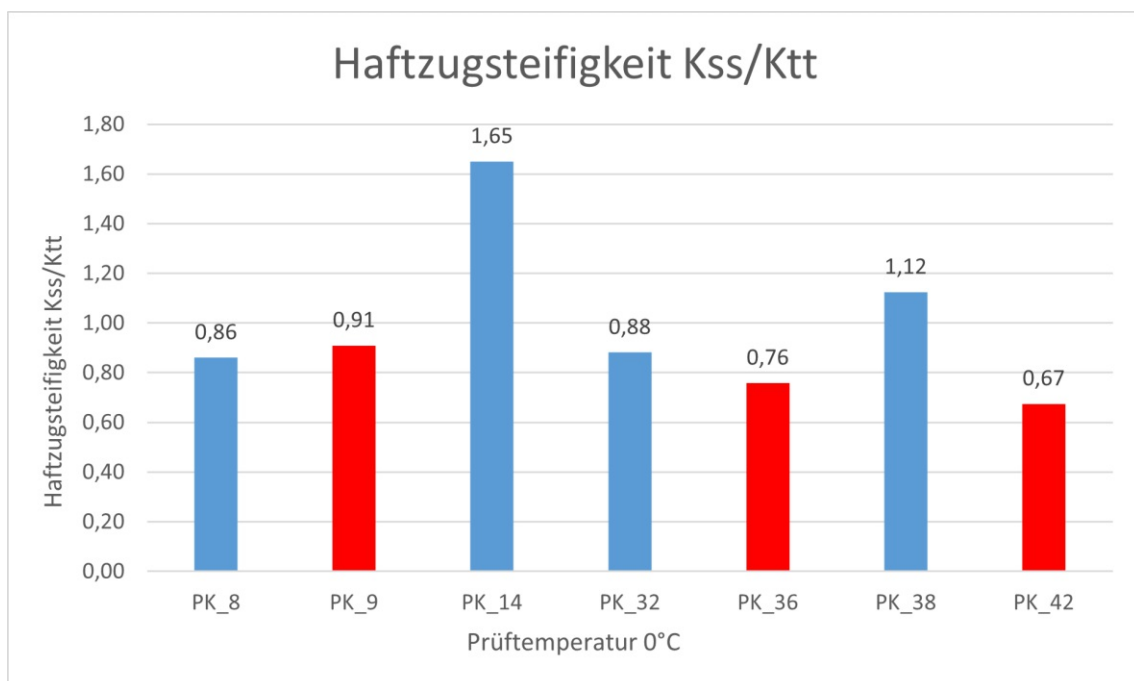


Abb. 4.17: Graphische Darstellung der Haftzugsteifigkeit bei 0°C

Die Haftzugsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} wird nach Gleichung 4.2 berechnet. Die maximale Verschiebung $u_{F_{max}}$ bei der maximalen Bruchlast F_{max} kann mit Hilfe der Kraft-Weg-Diagramme bestimmt werden. Folglich sind vier Kraft-Weg-Diagramme ersichtlich. Diese zeigen jeweils einen gelungenen

Versuch pro Temperatur ($\pm 0^\circ\text{C}$ und -10°C) und einen nicht-gelungenen Versuch. In den Abb. 4.18, Abb. 4.19 und Abb. 4.20 kann man solche Kraft-Weg-Diagramme begutachten.

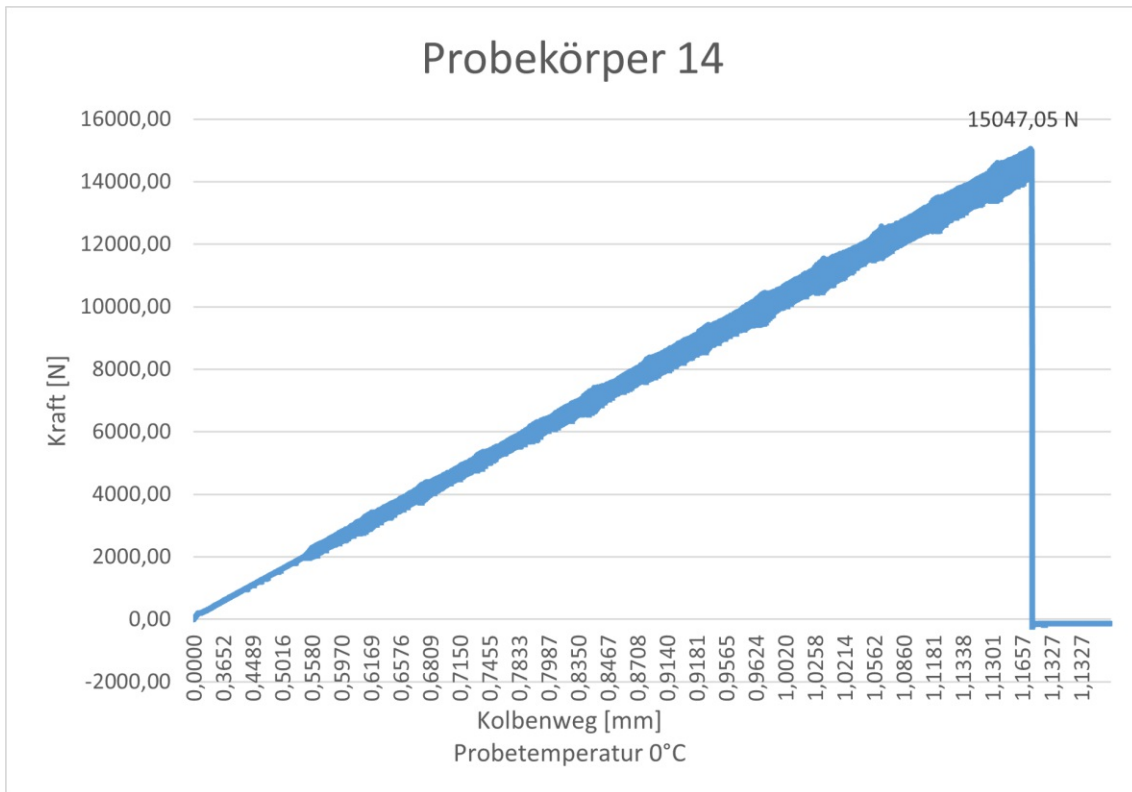


Abb. 4.18: Graphische Darstellung des Kraft-Weg-Diagrammes von Probekörper 14 bei 0°C

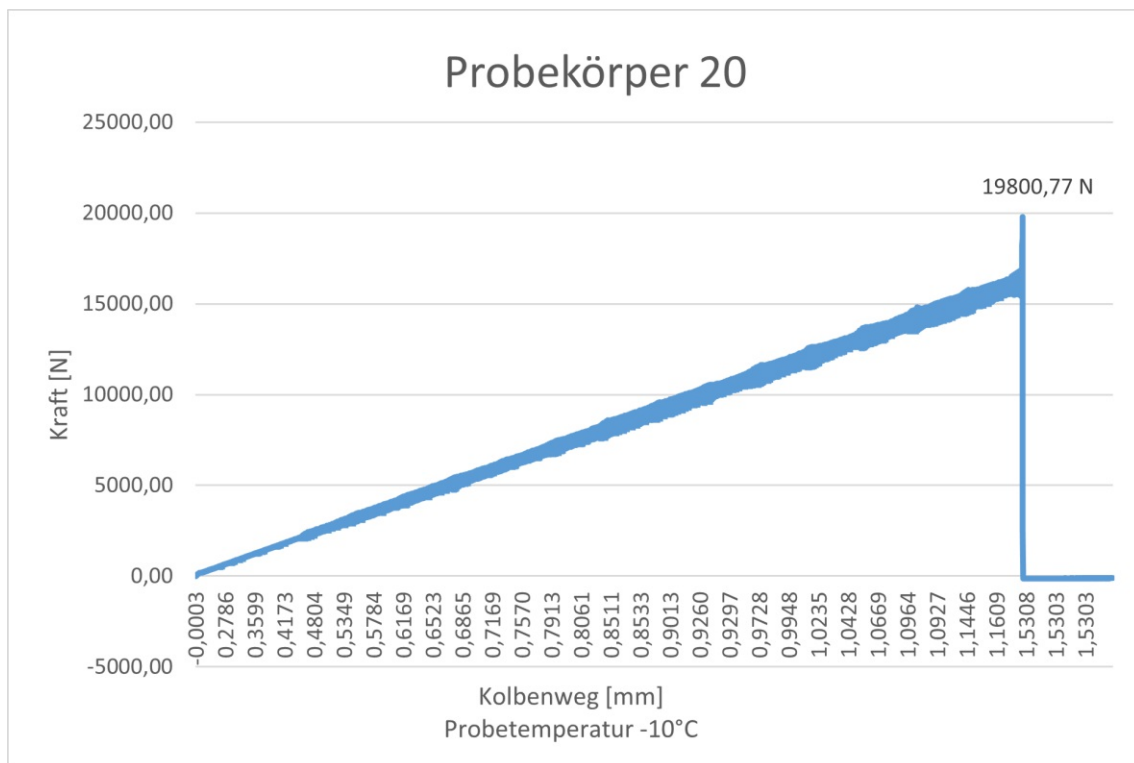


Abb. 4.19: Graphische Darstellung des Kraft-Weg-Diagrammes von Probekörper 20 bei -10°C

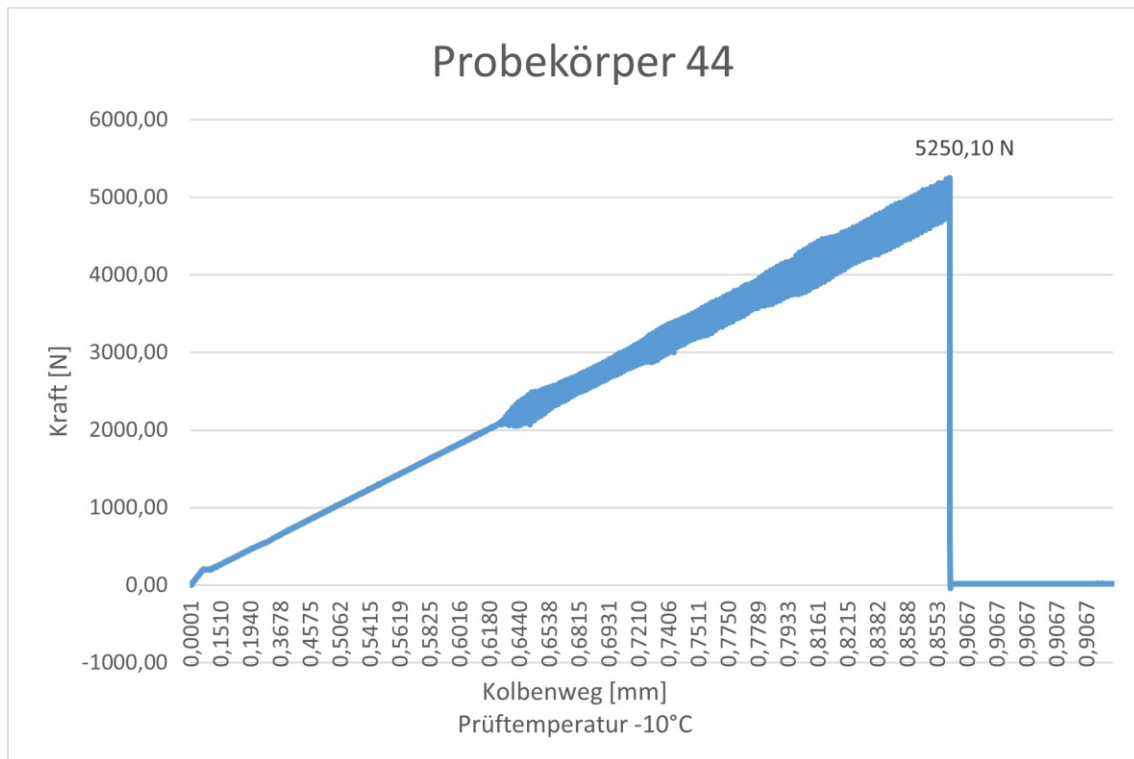


Abb. 4.20: Graphische Darstellung des Kraft-Weg-Diagrammes von Probekörper 44 bei -10°C

Beim Vergleich der drei Kraft-Weg-Diagramme ist zu erkennen, dass nach Erreichen der maximalen Bruchlast F_{max} die Kraft hier spontan abfällt. Da dies bei den restlichen Last-Verschiebungskurven bei Temperaturen von -10°C und 0°C ebenfalls zu sehen ist, kann davon ausgegangen werden, dass bei niedrigeren Temperaturen ein abruptes Verbundversagen eintritt. In (Eberhardtsteiner, et al., 2018) zeigt das Kraft-Weg-Diagramm einen Prüfversuch der bei einer Prüftemperatur von $+20^{\circ}\text{C}$ erbracht wurde. Hier ist zu erkennen, dass die vom Verbund aufgenommene Last nach Erreichen der maximalen Bruchlast kontinuierlich kleiner wird. Daher kann davon ausgegangen werden, dass das Verbundversagen bei wärmeren Temperaturen nicht plötzlich und schnell eintritt, sondern der Verbund langsam versagt. Somit kann man sagen, dass die Temperatur einen deutlichen Einfluss auf die Haftzugfestigkeit bei dieser Art von Konstruktionen hat.

Anhand dieser durchgeführten Versuche ist klar, dass bei tiefen Temperaturen die Haftzugsteifigkeit und Haftzugfestigkeit deutlich höher sind als bei höhere Temperaturen. Dieser Vergleich wurde auch im Bericht (Eberhardtsteiner, et al., 2018) durchgeführt und zeigte die gleichen Ergebnisse. Der hauptsächliche Grund dafür ist, dass der Asphalt bei höheren Temperaturen geringere Festigkeiten als die Verbundzone zeigt. Somit bildet sich die Versagensfläche im Asphalt und nicht in der Verbundfläche.

4.3 Schubverbundprüfungen

Aus den 29 Probekörpern wurden 19 für die Schubverbundprüfung verwendet. Die Versuche wurden im Straßenbautechnischen Labor der Technischen Universität Wien durchgeführt. Zur Ermittlung der Schubverbundprüfungen wurde nach ÖNORM B 3639-2 Ausgabe 1997-07-01 (ÖNI, 1997) vorgegangen.

4.3.1 Kurzbeschreibung

Zur Prüfung des Schubverbundes von Asphaltsschichten oder Asphaltlagen untereinander und von Asphaltsschichten auf Beton ist ÖNORM B 3639-1 (ÖNI, 1997) heranzuziehen. Die Prüfungen werden im Labor durchgeführt. Dafür wird ein vorbereiteter Bohrkern (auf der Teststrecke entnommen), mit einem Durchmesser von 100 mm, für eine Dauer von mindestens 3 Stunden in einer Klimakammer auf die Prüftemperatur temperiert. Nachdem der Probekörper in der Prüfmaschine eingesetzt wird, wird die Prüfung gestartet. Der Probekörper wird bei konstanter Temperatur so lange mit einer Vorschubgeschwindigkeit von 50mm/min belastet, bis dieser bricht. Die Schubfestigkeit β_S wird folgendermaßen ermittelt (ÖNI, 1997):

$$\beta_S = \frac{F_{max}}{A} \quad \left[\frac{N}{mm^2} \right] \quad \text{mit} \quad A = \frac{\pi * d^2}{4} \quad [mm^2] \quad (4.3)$$

β_S ... Schubfestigkeit [N/mm^2]

F_{max} ... Bruchlast [N]

A ... ermittelte Prüffläche [mm^2]

d ... Durchmesser des Probekörpers [mm]

Für die Erläuterung der Interfaceeigenschaften in der Verbundschicht zwischen den zwei Materialien (Asphalt-Beton) wird das Kohäsivzonenmodell angewendet. In dem Modell wird die Schubsteifigkeit als Parameter eingesetzt. Diese wird anhand der folgenden Formel berechnet:

$$K_{ss} = K_{tt} = \frac{\beta_S}{u_{Fmax}} \quad \left[\frac{N}{mm^3} \right] \quad (4.4)$$

$K_{ss} = K_{tt}$... Haftzugsteifigkeit [N/mm^3]

u_{Fmax} ... Verschiebung bei Bruchlast F_{max} [mm]

4.3.2 Ergebnisse und Interpretation

In Tab. 4.8 werden die Ergebnisse für die Schubprüfung dargestellt.

Temp. (°C)	PK Nr. (-)	F_{max} (N)	u_{max} (mm)	A (mm ²)	β_{HZ} (N/mm ²)	K_{ss} (N/mm ³)	GK (-)	Betonart (-)
-10	11	40160,61	2,06	7853,98	5,11	2,48	22	WB
	24	45305,57	1,88	7853,98	5,77	3,06	22	WB
	37	29053,46	2,25	7853,98	3,70	1,64	22	WB
±0	12	44987,67	2,17	7853,98	5,73	2,64	22	WB
	23	29399,96	1,47	7853,98	3,74	2,54	22	WB
	28	41724,96	1,47	7853,98	5,31	3,62	22	FB
	43	41641,36	2,73	7853,98	5,30	1,94	22	WB
+20	6	21266,85	1,77	7853,98	2,71	1,53	8	WB
	7	15751,07	1,49	7853,98	2,01	1,35	8	WB
	10	21751,06	2,46	7853,98	2,77	1,13	8	WB
	16	16702,94	1,70	7853,98	2,13	1,25	22	WB
	18	20120,18	1,91	7853,98	2,56	1,34	22	WB
	26	26063,54	1,53	7853,98	3,32	2,17	22	FB
	30	29276,23	1,53	7853,98	3,73	2,43	22	FB
	34	16814,38	1,77	7853,98	2,14	1,21	22	FB
40	13181,99	1,64	7853,98	1,68	1,02	22	WB	
+30	22	8051,65	2,10	7853,98	1,03	0,49	22	WB
	25	11874,49	2,31	7853,98	1,51	0,65	22	WB
	39	11210,35	2,33	7853,98	1,43	0,61	22	WB

Anmerkungen:

die Werte die in grau markiert sind, werden für die Dimensionierung von den ABAQUS- Modellen verwendet, siehe Kap. 5

WB steht für Waschbeton und FB für Faserbeton

Tab. 4.8: Ergebnis der Schubverbundprüfung

Aus Tab. 4.8 erkennt man, dass Probekörper mit verschiedenen Eigenschaften geprüft wurden (Wasch-/Faserbeton und GK 8/22). Somit werden die Ergebnisse in drei Hinsichten verglichen:

- Vergleich der Probekörper aus Waschbeton mit GK 22 für Prüftemperaturen -10°C, ±0°C, +20°C und +30°C
- Vergleich der Probekörper mit GK22 bei Prüftemperatur ±0°C und +20°C aus Wasch- und Faserbeton
- Vergleich der Probekörper aus Waschbeton bei Prüftemperatur +20°C mit GK 8 und GK 22

4.3.2.1 Vergleich der Probekörper aus Waschbeton mit GK 22 für Prüftemperaturen -10°C , $\pm 0^{\circ}\text{C}$, $+20^{\circ}\text{C}$ und $+30^{\circ}\text{C}$

Für diesen Vergleich wird Tab. 4.8 zusammengefasst (siehe Tab. 4.9):

Temp. ($^{\circ}\text{C}$)	PK Nr. (-)	F_{max} (N)	u_{max} (mm)	A (mm^2)	β_{HZ} (N/mm^2)	K_{ss} (N/mm^3)	GK (-)	Betonart (-)
-10	11	40160,61	2,06	7853,98	5,11	2,48	22	WB
	24	45305,57	1,88	7853,98	5,77	3,06	22	WB
	37	29053,46	2,25	7853,98	3,70	1,64	22	WB
± 0	12	44987,67	2,17	7853,98	5,73	2,64	22	WB
	23	29399,96	1,47	7853,98	3,74	2,54	22	WB
	43	41641,36	2,73	7853,98	5,30	1,94	22	WB
+20	16	16702,94	1,70	7853,98	2,13	1,25	22	WB
	18	20120,18	1,91	7853,98	2,56	1,34	22	WB
	40	13181,99	1,64	7853,98	1,68	1,02	22	WB
+30	22	8051,65	2,10	7853,98	1,03	0,49	22	WB
	25	11874,49	2,31	7853,98	1,51	0,65	22	WB
	39	11210,35	2,33	7853,98	1,43	0,61	22	WB

Anmerkungen:

die Werte sind farblich mit den folgenden Diagrammen abgestimmt (Abb. 4.21, Abb. 4.26, Abb. 4.27)

Tab. 4.9: Ergebnis der Schubverbundprüfung (Vergleich der Temperaturen)

Wie man aus Tab. 4.9 sowie aus Abb. 4.21 entnehmen kann, konnte die höchste Schubkraft bei -10°C aufgezeichnet werden und liegt bei ca. 45.300 N. Ebenso ist deutlich zu sehen, dass bei einer Temperatur von $+30^{\circ}\text{C}$ die kleinsten Kräfte erzielt wurden. Die geringste Kraft wurde bei rund 8.050 N gemessen. Betrachtet man zu Beginn die drei Ergebnisse bei -10°C , so erkennt man, dass im Vergleich zu den anderen gemessenen Werten die gemessene Schubkraft der dritten Prüfung (PK 37) deutlich geringer ist als bei den übrigen Prüfungen bei dieser Temperatur. Sieht man sich die Bruchbilder der Proben an, so ist kein Einflussfaktor zu erkennen, der eine derartige Reduktion der Schubkraft erklärt (siehe Abb. 4.22).

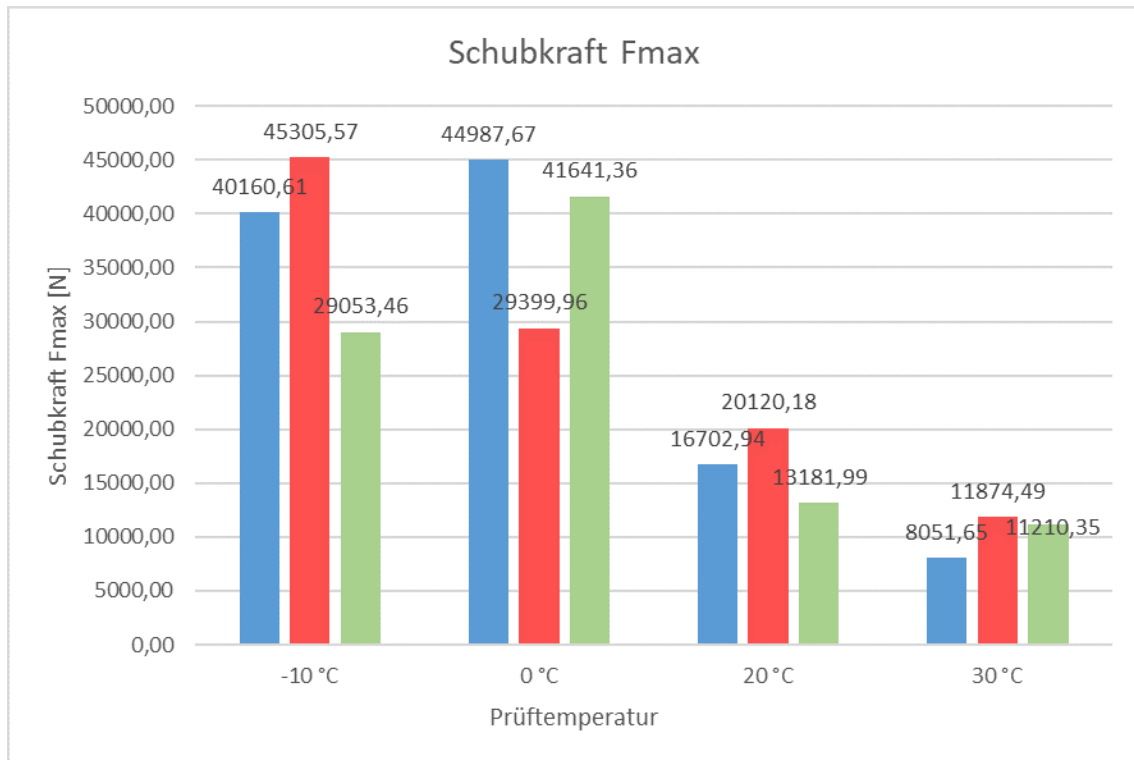


Abb. 4.21: Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte



Abb. 4.22: Vergleich der drei Probekörper bei Prüftemperatur -10°C

Die Schubkräfte der Proben bei einer Prüftemperatur von $\pm 0^{\circ}\text{C}$ zeigen die gleiche Größenordnung wie jene bei -10°C . Einzig die Kraft der zweiten Prüfung (PK 23) ist um rund 12.000 N geringer als die der beiden anderen. Betrachtet man die Fotos der Probekörper nach der Schubfestigkeitsprüfung, so ist kein Einflussfaktor zu erkennen, der eine derartige Reduktion der Schubkraft erklären könnte. In der folgenden Abb. 4.23 sind die Bruchbilder der Probekörper 12 und 23 bei $\pm 0^{\circ}\text{C}$ abgebildet (Bild von Probekörper 43 wurde während der Auswertung verworfen).



(a) Probekörper 12



(b) Probekörper 23

Abb. 4.23: Vergleich der zwei Probekörper bei Prüftemperatur $\pm 0^\circ\text{C}$

Das Versagen trat bei diesen Probekörpern direkt im Verbundbereich auf. Bei den höheren Temperaturen wurden keine so große Unterschiede bei den Kräften entdeckt. Bei einer Prüftemperatur von 20°C ist ein Unterschied von ca. 3.500 N zwischen den Versuchen zu sehen. In Abb. 4.24 ist zu erkennen, dass auf den Probekörper 18 am geringsten Asphalt auf der Trennfläche vorhanden ist.



(a) Probekörper 16



(b) Probekörper 18



(c) Probekörper

Abb. 4.24: Vergleich der drei Probekörper bei Prüftemperatur 20°C

Dies könnte der Grund sein, weswegen an diesem Probekörper die maximale Schubkraft zu sehen ist. Wie schon zuvor erwähnt, wurden die geringsten Kräfte und Steifigkeiten bei einer Prüftemperatur von $+30^\circ\text{C}$ ermittelt. Bei dieser Prüftemperatur wurde der geringste Unterschied zwischen den Schubkräften erkannt. Probekörper 22 und 25 zeigen den größten Unterschied in der Schubkraft und beim Betrachten der Bruchflächen Abb. 4.25 ist kein großer Unterschied zu erkennen, außer, dass auf Probekörper 22 der Anteil an Asphalt gering größer ist.



(a) Probekörper 22

(b) Probekörper 25

Abb. 4.25: Vergleich der zwei Probekörper bei Prüftemperatur 30°C

Aus allen erhaltenen Prüfungsergebnissen wurden Mittelwert und Standardabweichung der Kenngrößen Schubkraft, Schubfestigkeit und Schubsteifigkeit berechnet und in der folgenden Tabelle (siehe Tab. 4.10 und Tab. 4.11) tabellarisch aufgelistet. Um bessere Vergleiche zwischen den einzelnen Prüftemperaturen ziehen zu können, wurden alle Ergebnisse graphisch dargestellt (siehe Abb. 4.26 und Abb. 4.27).

Temperatur (°C)	Schubkraft F_{max} (N)	Schubfestigkeit β_S (N/mm ²)	Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} (N/mm ³)
-10	38173,21	4,86	2,40
0	38676,33	4,92	2,37
20	16668,37	2,12	1,20
30	10378,83	1,32	0,58

Tab. 4.10: Mittelwerte der Kenngrößen

Temperatur (°C)	Schubkraft F_{max} (N)	Schubfestigkeit β_S (N/mm ²)	Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} (N/mm ³)
-10	6782,09	0,86	0,58
0	6700,14	0,85	0,31
20	2832,61	0,36	0,13
30	1667,75	0,21	0,07

Tab. 4.11: Standardabweichung der Kenngrößen

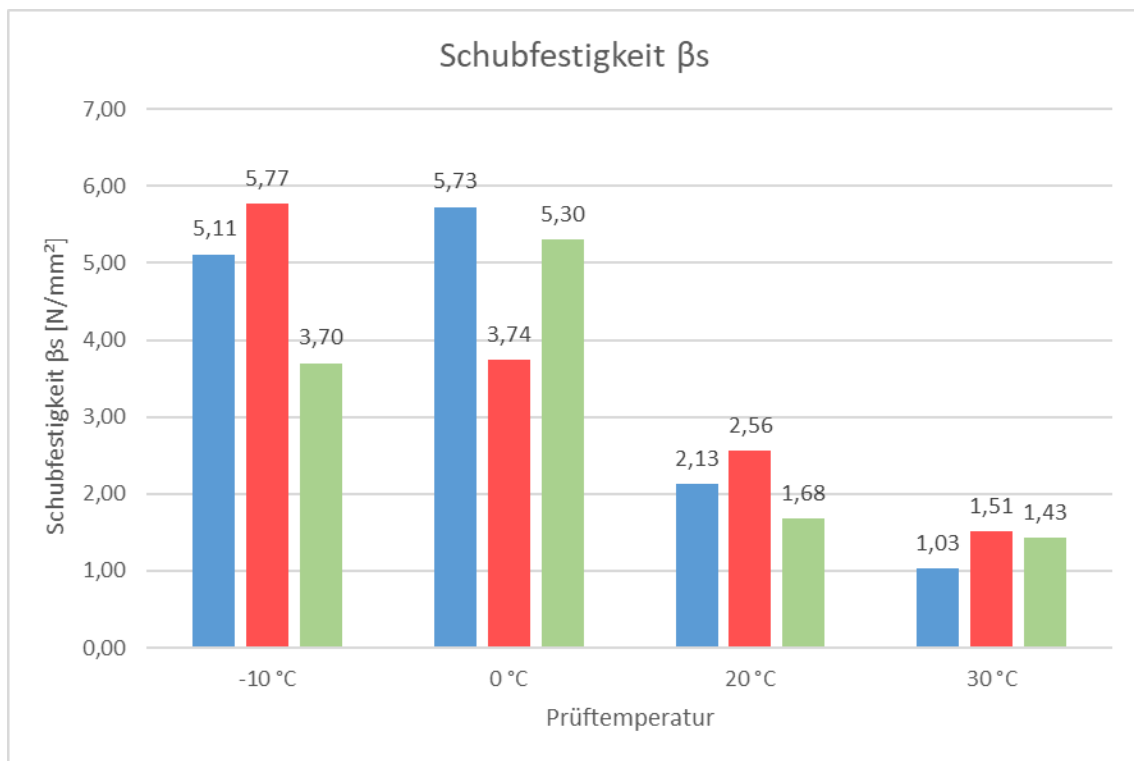


Abb. 4.26: Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten

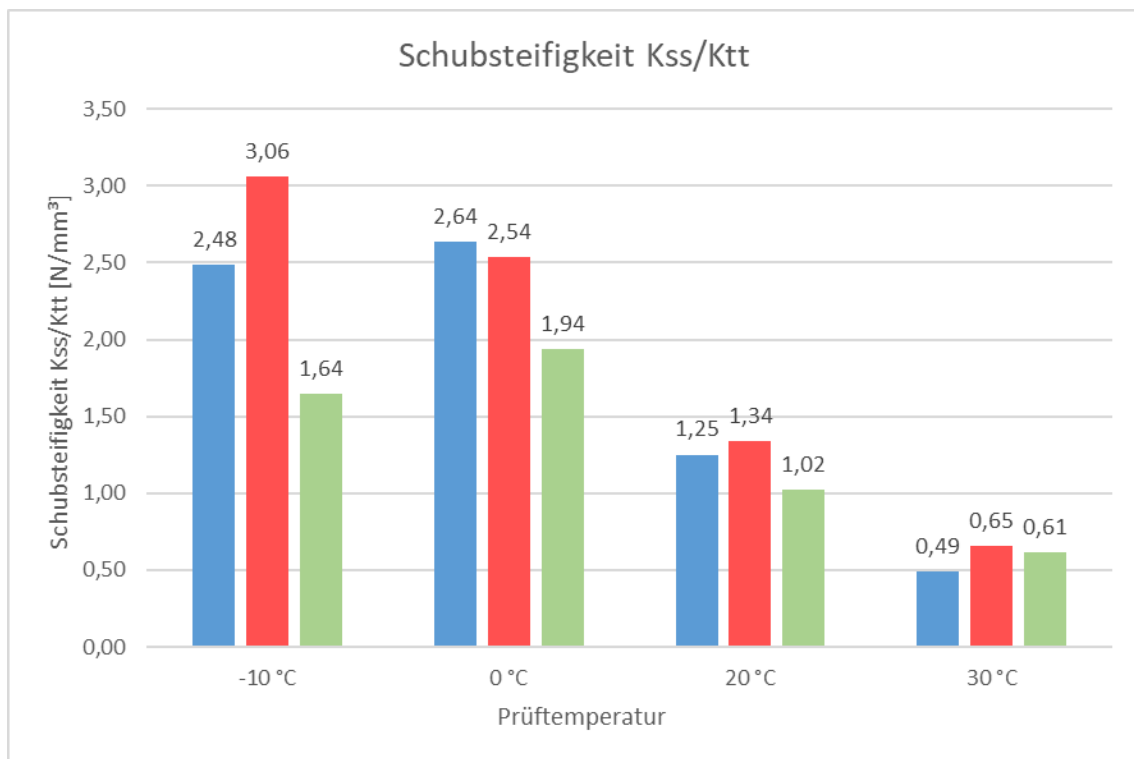


Abb. 4.27: Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeiten

Da die Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} dem Quotienten aus der Schubfestigkeit und der maximalen Verschiebung entspricht (siehe Gleichung (6.4)), sind die größten Steifigkeiten bei hohen Schubfestigkeiten und kleinen maximalen Verschiebungen zu erwarten. Die größte Schubsteifigkeit wurde bei einer Temperatur von -10°C ermittelt und beträgt $3,06 \text{ (N/mm}^3\text{)}$. Durchschnittlich wurden die größten Festigkeiten bei -10°C aufgezeichnet. Die kleinsten Schubsteifigkeiten wurden bei einer Temperatur von $+30^{\circ}\text{C}$ ermittelt. Betrachtet man die Standardabweichungen bei den verschiedenen Prüftemperaturen, so ist die geringste Streuung bei einer Temperatur von $+30^{\circ}\text{C}$ zu finden. Die größte Standardabweichung wurde bei -10°C berechnet. Die maximale Verschiebung u_{FMax} wurde – analog zur Auswertung der Haftzugfestigkeitsprüfungen – mit Hilfe von Kraft-Weg-Diagrammen bestimmt (siehe Abb. 4.28, Abb. 4.29, Abb. 4.30 und Abb. 4.31).

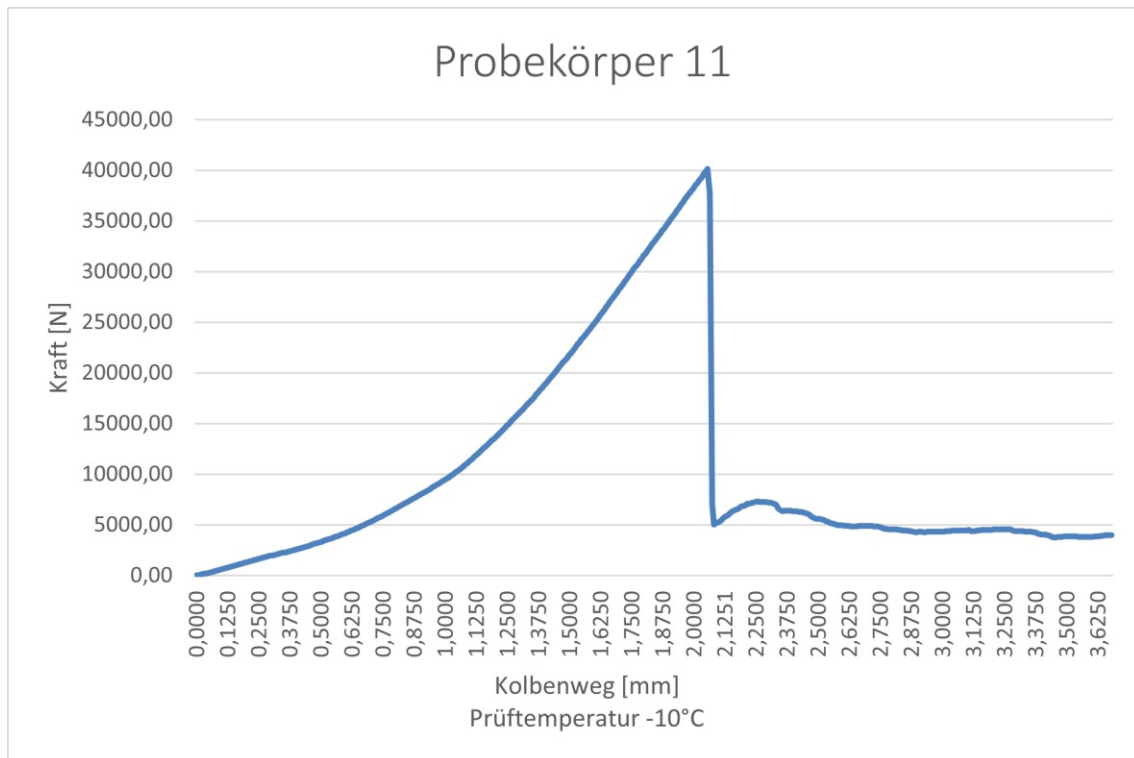


Abb. 4.28: Graphische Darstellung des Kraft-Weg-Diagrammes von Probekörper 11 bei -10°C

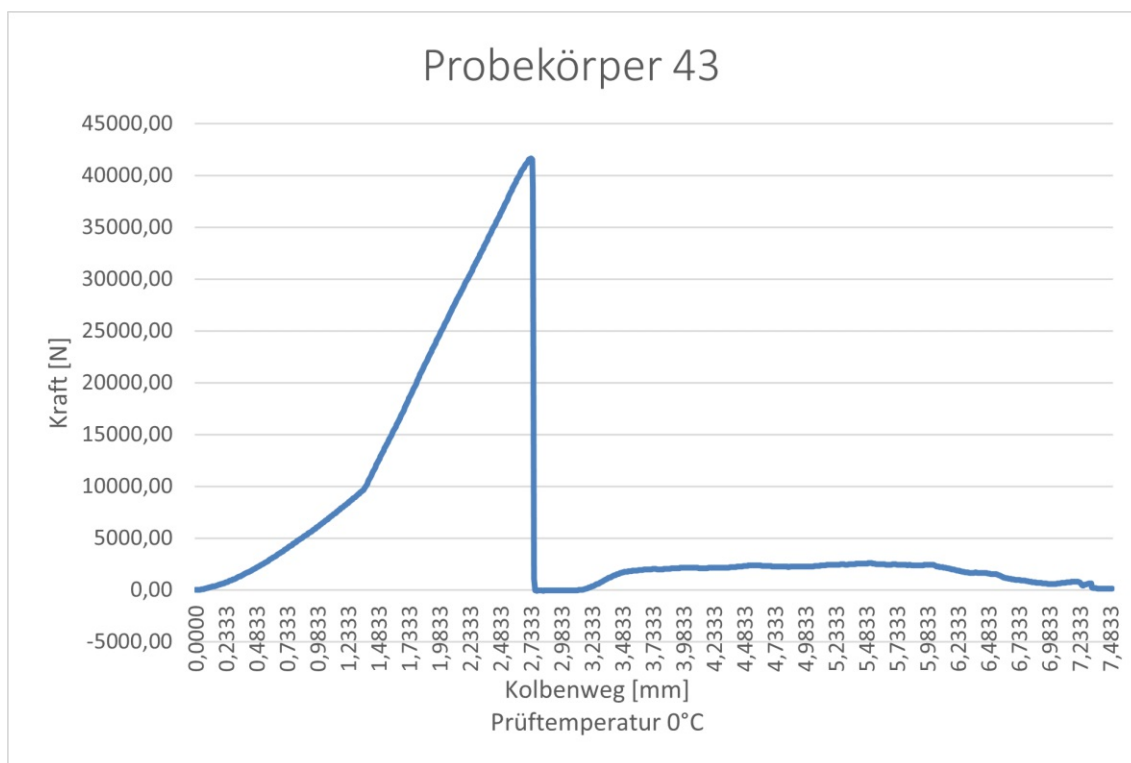


Abb. 4.29: Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 43 bei 0°C

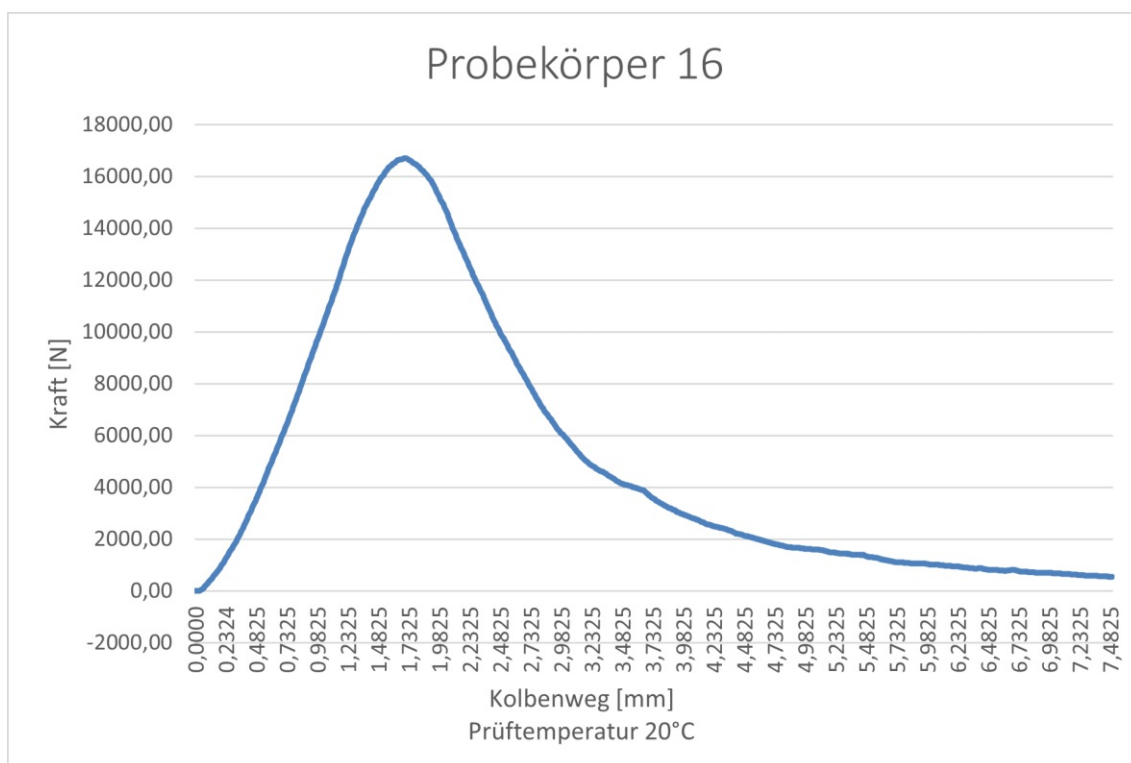


Abb. 4.30: Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 16 bei 20°C

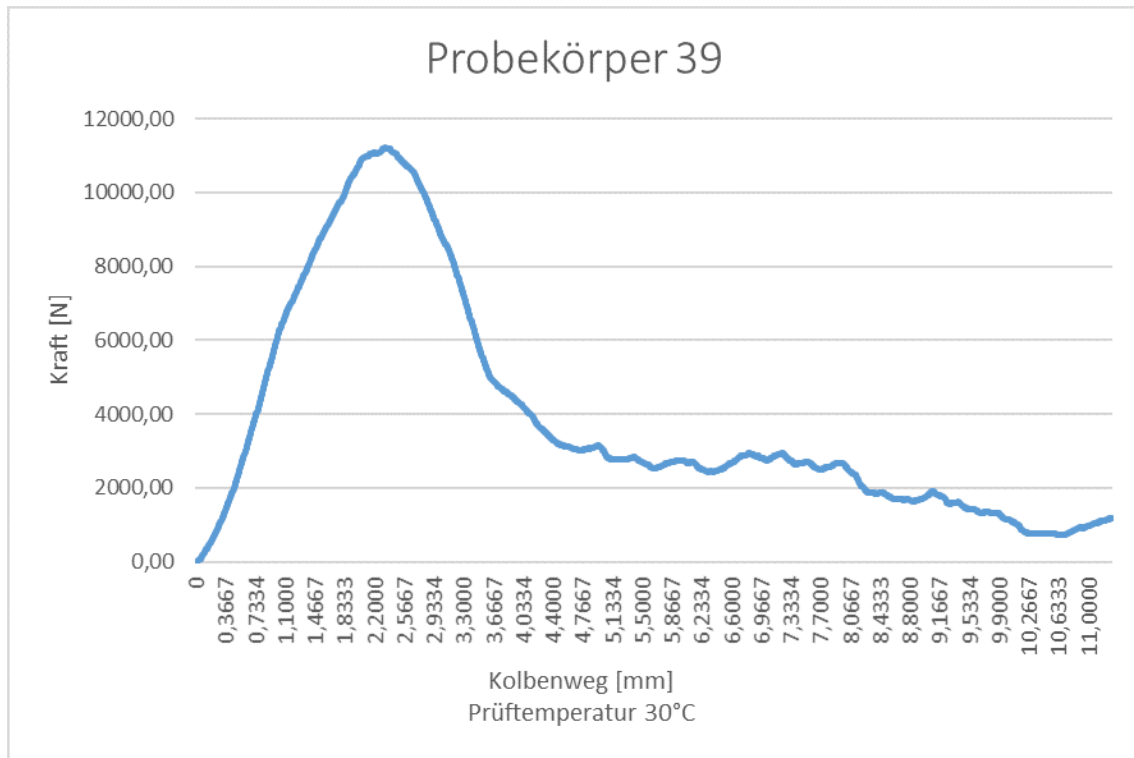


Abb. 4.31: Graphische Darstellung des Kraft-Weg-Diagrammes von Probekörper 39 bei 30°C

Vergleicht man die Kraft-Weg-Diagramme der Haftzugfestigkeitsprüfung mit den Diagrammen der Schubfestigkeitsprüfung so ist zu erkennen, dass die Verbundwirkung bei Scherbeanspruchung nicht plötzlich nach Erreichen der maximalen Kraft versagt. Jedoch ist aus den Last-Verschiebungskurven zu sehen, dass es bei niedrigeren Temperaturen ebenfalls zu einem abrupten Absinken der aufnehmbaren Schubkraft F_{Max} kommt. Nach Erreichen der maximalen Kraft sinkt diese kontinuierlich ab. Im Allgemeinen kann man aus der Schubfestigkeitsprüfung schließen, dass die Schubkraft, die Schubfestigkeit sowie die Schubsteifigkeit bei einer Temperatur von -10°C sowie bei 0°C in etwa gleich groß sind. Die größten Werte wurden – analog zur Haftzugfestigkeitsprüfung – bei einer Prüftemperatur von -10°C gemessen. Die geringste Streuung wurde hingegen bei $+30^{\circ}\text{C}$ ermittelt. Außerdem konnte durch Analyse der Kraft-Weg-Diagramme gezeigt werden, dass der Verbund bei Scherbeanspruchung auch bei niedrigen Temperaturen nicht plötzlich versagt, sondern Festigkeiten und Steifigkeiten kontinuierlich abnehmen.

4.3.2.2 Vergleich der Probekörper mit GK22 bei Prüftemperatur 0°C und 20°C aus Wasch- und Faserbeton

Für diesen Vergleich werden die Ergebnisse in Tab. 4.8 (siehe Tab. 4.12) zusammengefasst:

Temp. (°C)	PK Nr. (-)	F_{max} (N)	u_{max} (mm)	A (mm^2)	β_{HZ} (N/mm^2)	K_{ss} (N/mm^3)	GK (-)	Betonart (-)
±0	12	44987,67	2,17	7853,98	5,73	2,64	22	WB
	23	29399,96	1,47	7853,98	3,74	2,54	22	WB
	28	41724,96	1,47	7853,98	5,31	3,62	22	FB
	43	41641,36	2,73	7853,98	5,30	1,94	22	WB
+20	16	16702,94	1,70	7853,98	2,13	1,25	22	WB
	18	20120,18	1,91	7853,98	2,56	1,34	22	WB
	26	26063,54	1,53	7853,98	3,32	2,17	22	FB
	30	29276,23	1,53	7853,98	3,73	2,43	22	FB
	34	16814,38	1,77	7853,98	2,14	1,21	22	FB
	40	13181,99	1,64	7853,98	1,68	1,02	22	WB

Anmerkungen:

Werte in grau sind aus Faserbeton

WB steht für Waschbeton und FB für Faserbeton

Tab. 4.12: Ergebnis der Schubverbundprüfung (Vergleich der Betonsorten)

Zuerst werden die Werte für die Probekörper bei 0°C graphisch dargestellt (siehe Abb. 4.32 und Abb. 4.33).

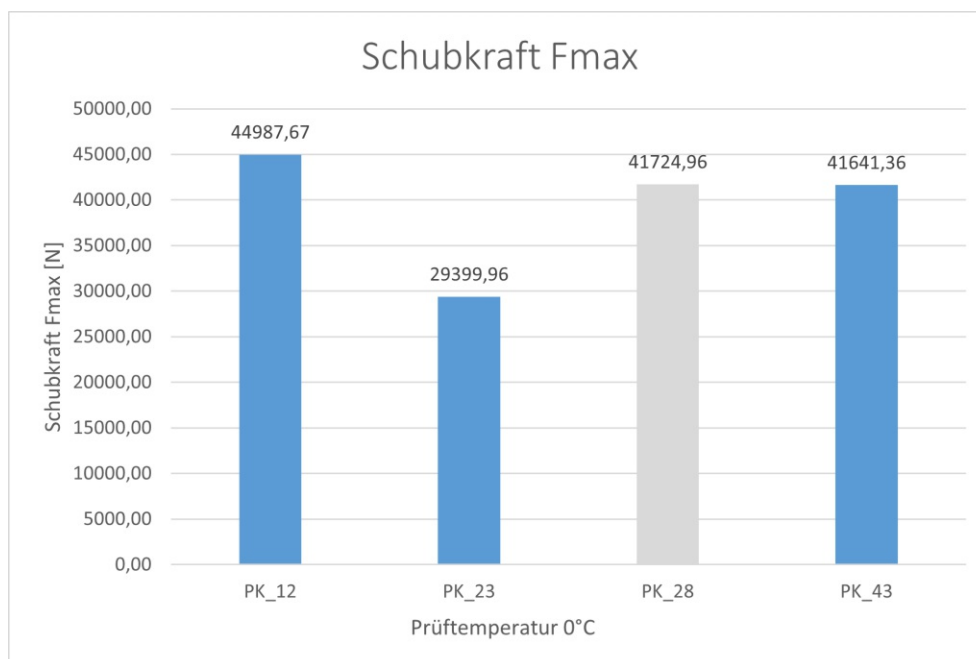
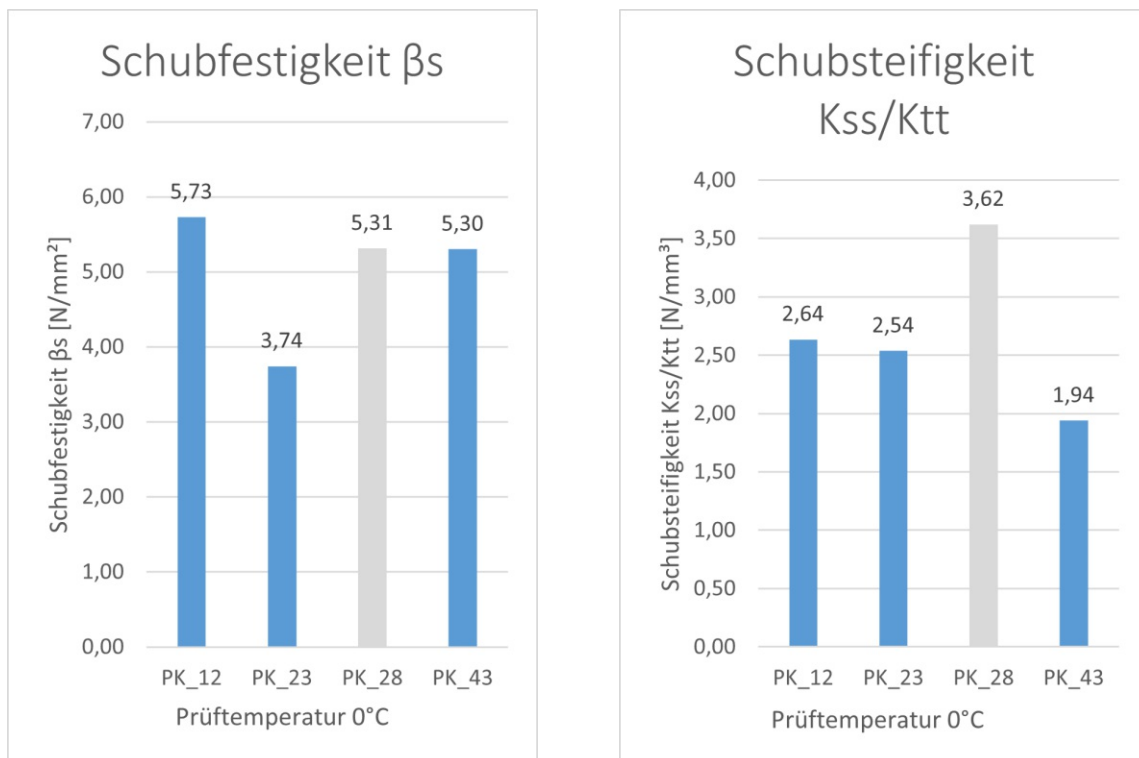


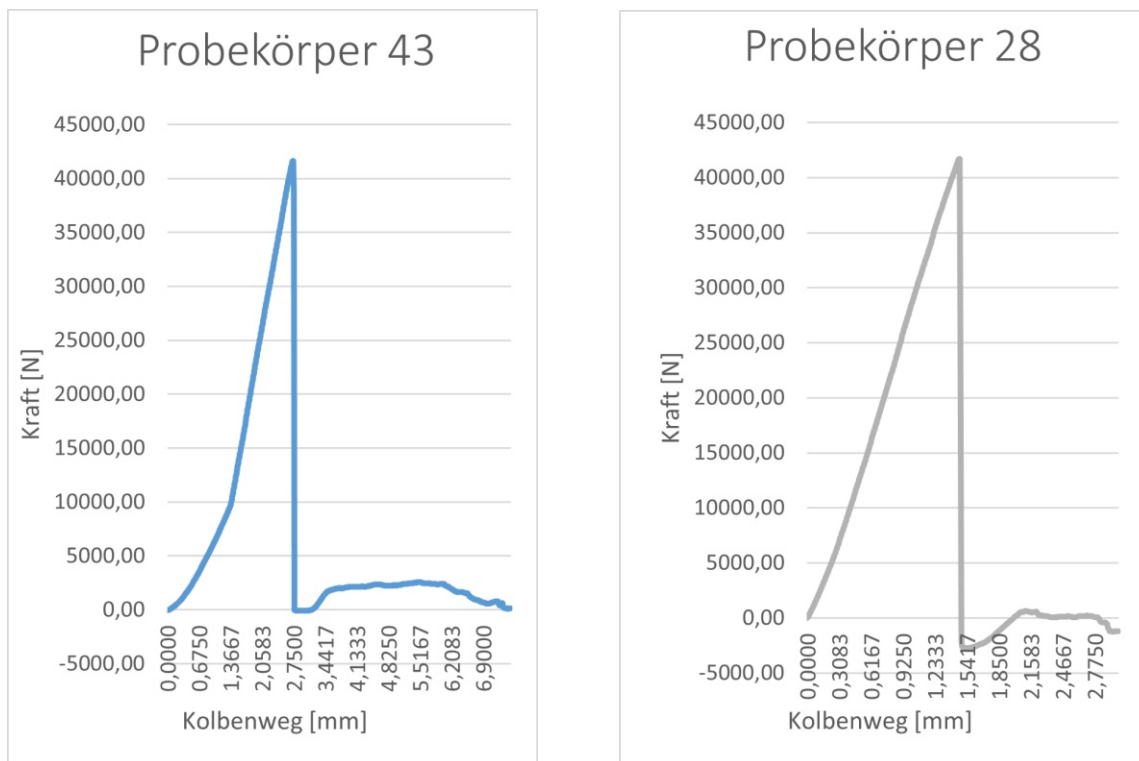
Abb. 4.32: Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte (Probekörper 28 aus Faserbeton wird in grau dargestellt)



(a) Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten (b) Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeiten

Abb. 4.33: Vergleich der Schubfestigkeiten und -steifigkeiten

Aus Abb. 4.32 und Abb. 4.33 ist ersichtlich, dass der Unterschied zwischen Faser- und Waschbeton keinen Einfluss auf die maximale aufnehmbare Schubkraft und auf die Schubfestigkeit hat. Jedoch macht das einen Unterschied bei der Schubsteifigkeit. Die Schubsteifigkeit ist bei Probekörper 28 um $1,58 \text{ N/mm}^3$ größer als der Mittelwert der Probekörper aus Waschbeton (Mittelwert $K_{ss}/K_{ss} = 2,04 \text{ N/mm}^3$). Anhand der Abb. 4.34 ist zu erkennen warum ein Unterschied der Schubsteifigkeit vorhanden ist.



(a) Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 43 (Washbeton) (b) Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 28 (Faserbeton)

Abb. 4.34: Vergleich Kraft-Weg Diagramme

Dieser ist gegeben durch den deutlich verringerten Kolbenweg bei der Probe 28, hier wurde die maximale Kraft schneller erreicht. Hingegen wenn man die Bilder nach dem Versuch vergleicht, sieht man keinen Unterschied an der Bruchfläche (siehe Abb. 4.35).



(a) Probekörper 23 (Washbeton)

(b) Probekörper 28 (Faserbeton)

Abb. 4.35: Vergleich der Bruchflächen

Der gleiche Vergleich wird für die Probekörper, die mit 20°C geprüft wurden, durchgeführt (siehe Abb. 4.36 und 4.37):

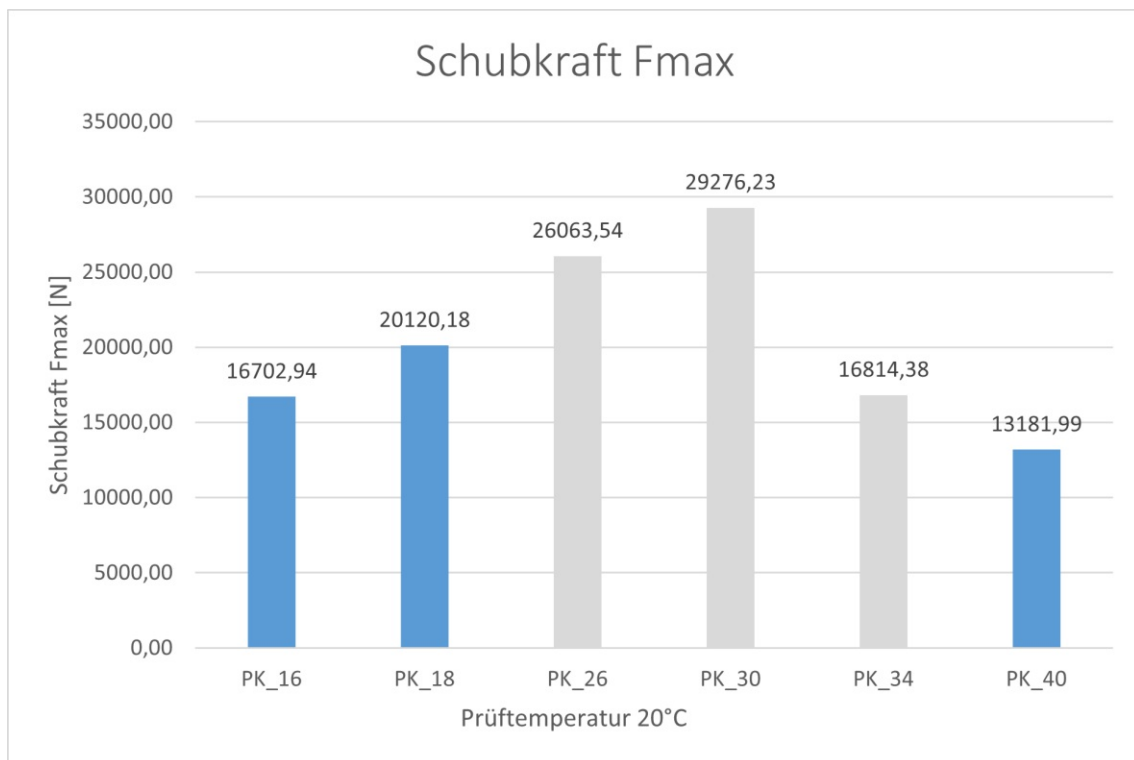
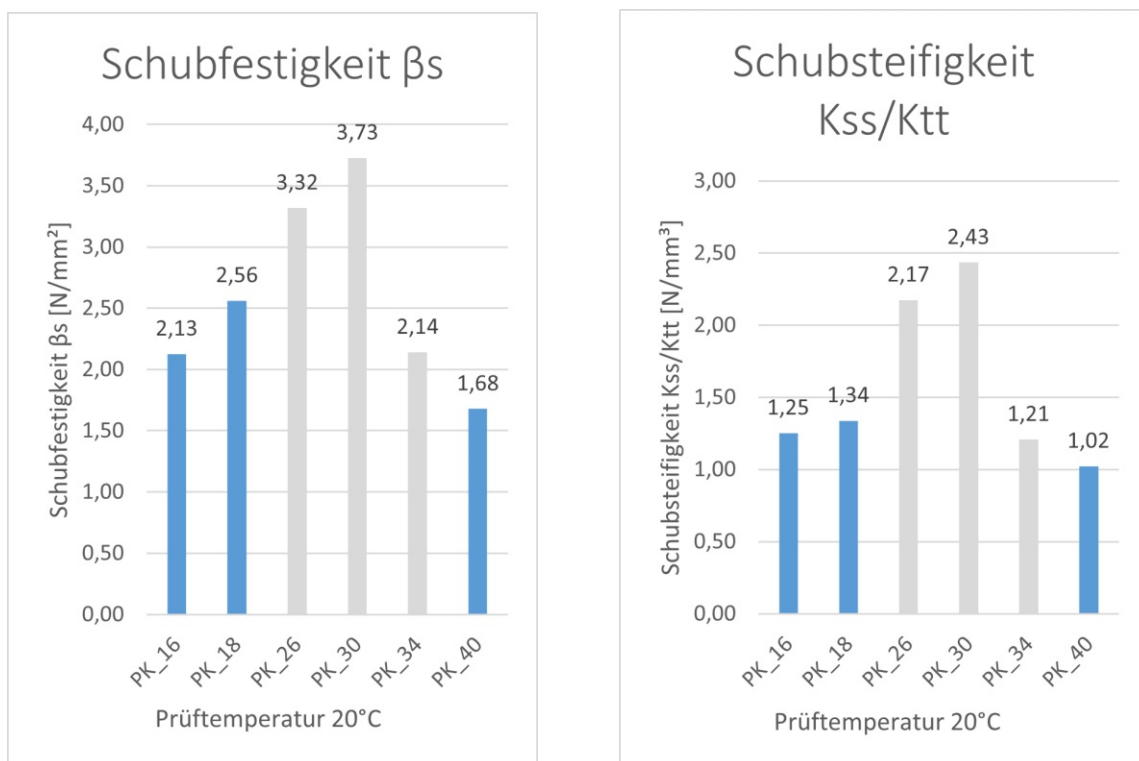


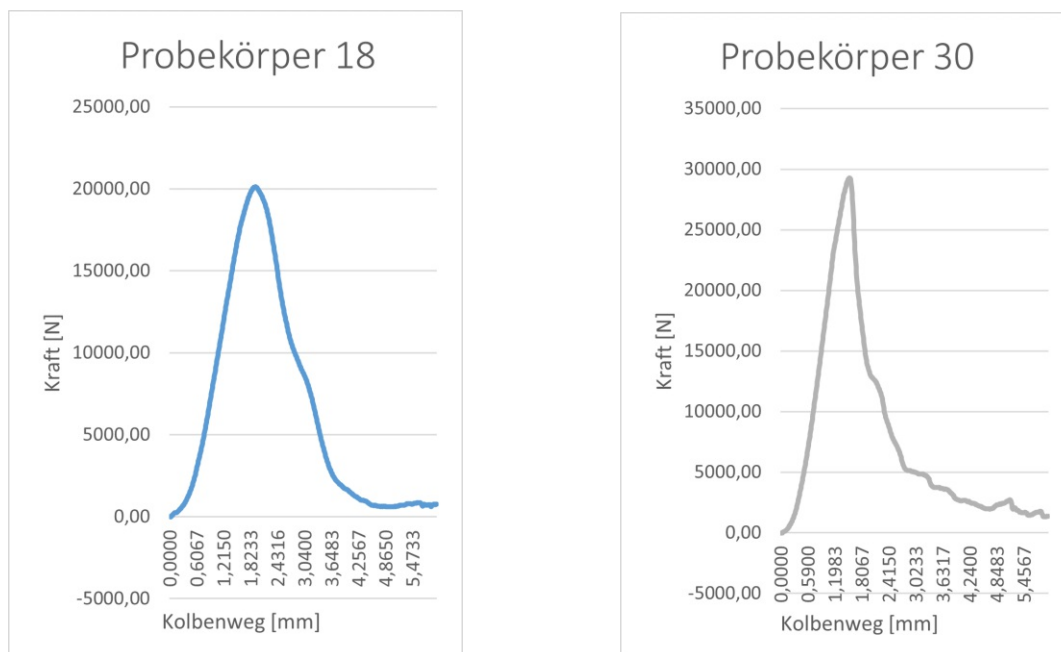
Abb. 4.36: Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte (Probekörper 26, 30 und 34 aus Faserbeton werden in grau dargestellt)



(a) Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten (b) Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeiten

Abb. 4.37: Vergleich der Schubfestigkeiten und -steifigkeiten

Bei Abb. 4.36 ist zu erkennen, dass die Probekörper aus Faserbeton mehr Schubkraft aufnehmen können. Der Mittelwert der Versuche für Waschbeton liegt bei 16668,37 N, hingegen bei jenen aus Faserbeton liegt dieser bei 24051,38 N. Auch bei Abb. 4.37 ist zu erkennen, dass die Versuche mit Faserbeton größere Werte aufzeigen. Wie in Abb. 4.34 ist auch in Abb. 4.38 zu erkennen, dass bei dem Versuch mit Faserbeton die maximale Kraft schneller erreicht wird.



(a) Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 18 (Waschbeton)

(b) Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 30 (Faserbeton)

Abb. 4.38: Vergleich Kraft-Weg Diagramme

Somit ist zu deuten, dass auch die Betonart einen Einfluss auf den Verbund hat. Insbesondere die Schubsteifigkeit ist deutlich größer im Falle von Faserbeton. Ein Vergleich der Bruchflächen ist in Abb. 4.39 dargestellt.



(a) Probekörper 18 (Waschbeton)

(b) Probekörper 30 (Faserbeton)

Abb. 4.39: Vergleich der Bruchflächen

4.3.2.3 Vergleich der Probekörper aus Waschbeton bei Prüftemperatur 20°C mit GK 8 und GK 22

Für diesen Vergleich werden die Probekörper mit Größtkorn 8 und 22 bei einer Temperatur von 20°C verglichen (siehe Tab. 4.13):

PK Nr. (-)	F_{max} (N)	u_{max} (mm)	A (mm ²)	β_{HZ} (N/mm ²)	K_{ss} (N/mm ³)	GK (-)
6	21266,85	1,77	7853,98	2,71	1,53	8
7	15751,07	1,49	7853,98	2,01	1,35	8
10	21751,06	2,46	7853,98	2,77	1,13	8
16	16702,94	1,7	7853,98	2,13	1,25	22
18	20120,18	1,91	7853,98	2,56	1,34	22
40	13181,99	1,64	7853,98	1,68	1,02	22

Anmerkungen:

Alle Probekörper sind aus Waschbeton und wurden bei einer Prüftemperatur von 20°C geprüft

Tab. 4.13: Ergebnis der Schubverbundprüfung (Vergleich der Größtkörner)

Zuerst werden die Daten graphisch dargestellt (siehe Abb. 4.40, Abb. 4.41, Tab. 4.15).

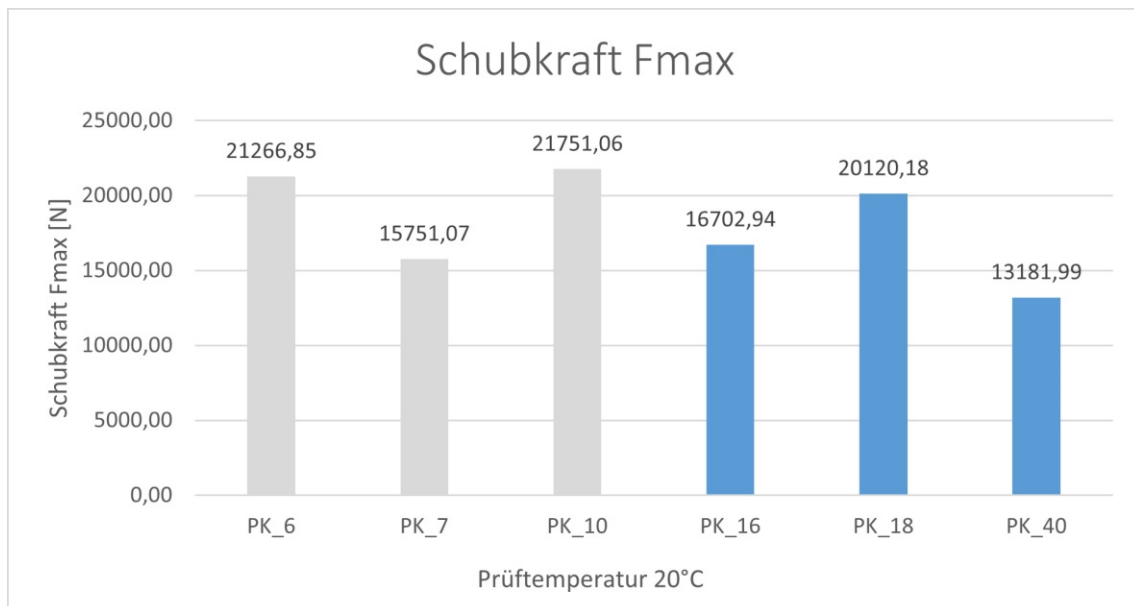
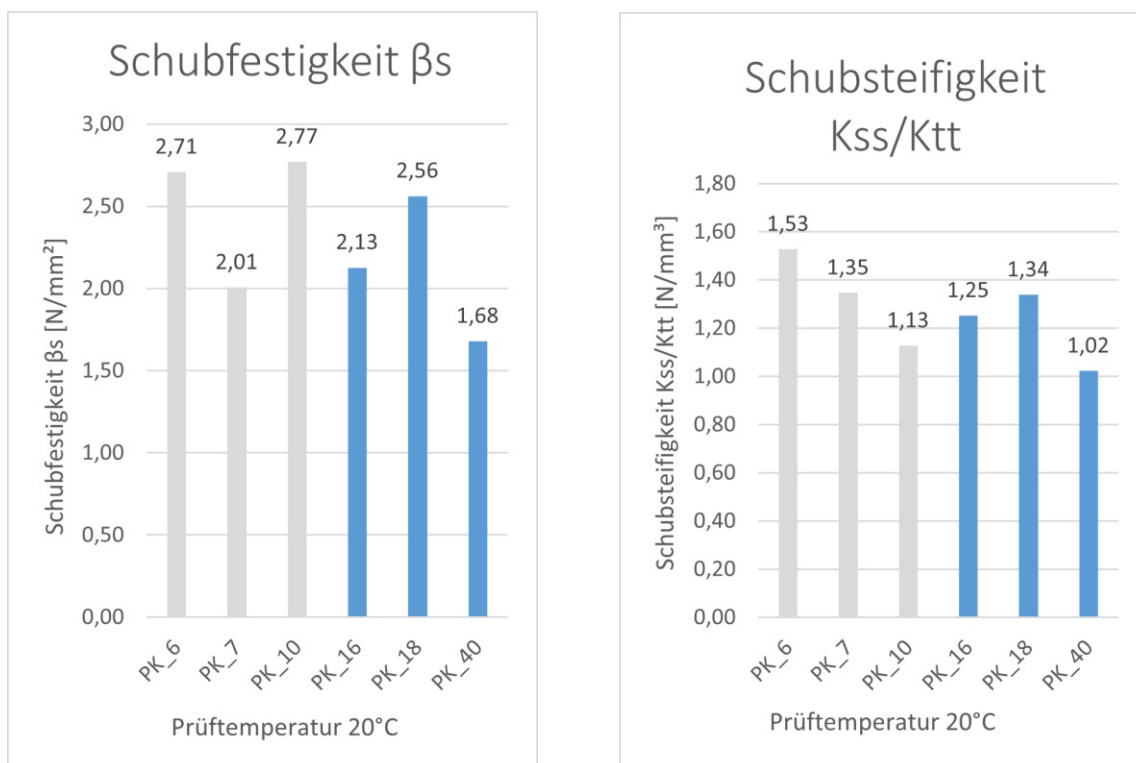


Abb. 4.40: Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte (Probekörper 6,7 und 8 mit GK 8 werden in grau dargestellt)



(a) Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten (b) Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeiten

Abb. 4.41: Vergleich der Schubfestigkeiten und -steifigkeiten

Die Mittelwerte und die Standardabweichungen werden in den folgenden Tabellen zusammengefasst (siehe Tab. 4.15 und Tab. 4.15).

Größtkorn (°C)	Schubkraft F_{max} (N)	Schubfestigkeit β_s (N/mm ²)	Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} (N/mm ³)
8	19589,66	2,49	1,33
22	20359,88	2,59	1,57

Tab. 4.14: Mittelwerte der Kenngrößen

Größtkorn (°C)	Schubkraft F_{max} (N)	Schubfestigkeit β_S (N/mm ²)	Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} (N/mm ³)
8	2721,48	0,35	0,16
22	5620,74	0,72	0,53

Tab. 4.15: Standardabweichung der Kenngrößen

Beim Vergleich der Diagramme und der Mittelwerte bzw. Standardabweichungen fällt auf, dass zwischen Größtkorn 8 und 22 keine großen Unterschiede vorliegen. Die Streuung ist deutlich geringer bei den Versuchen mit GK 8. Bei den Mittelwerten ist nur der Unterschied bei der Schubsteifigkeit und bei der Schubfestigkeit zu bemerken. Auch bei den Bildern kann man keinen großen Unterschied zwischen den zwei Versuchen sehen (siehe Abb. 4.42).

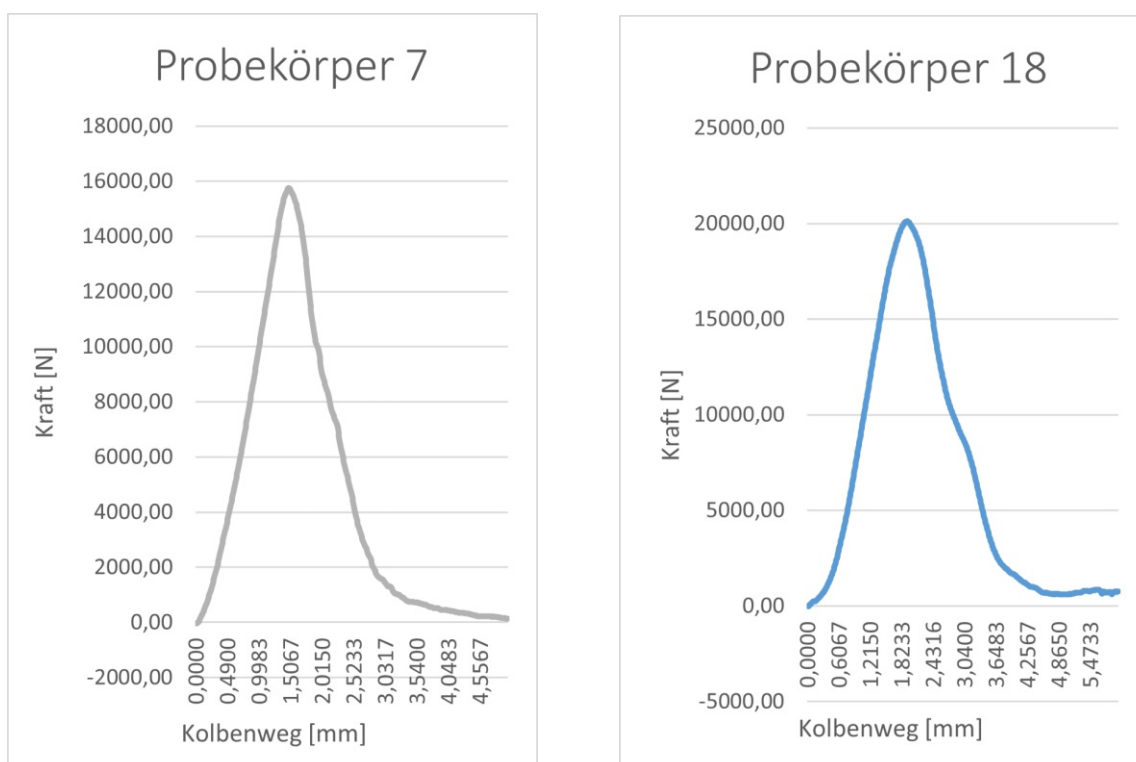


(a) Probekörper 7 (GK 8)

(b) Probekörper 18 (GK 22)

Abb. 4.42: Vergleich der Bruchflächen

Beim Vergleich der Kraft-Weg-Diagramme ist zu sehen, dass im beim Probekörper 7 (GK 8) die maximale Bruchkraft schneller erreicht wird und dass diese um ca. 4.000 N niedriger ist (siehe Abb. 4.43).



(a) Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 7 (GK 8) (b) Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 18 (GK 22)

Abb. 4.43: Vergleich Kraft-Weg Diagramme

4.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Die Ergebnisse aus den Kap. 4.2 und 4.3 werden im Folgenden kurz zusammengefasst.

Vergleicht man die Ergebnisse der ermittelten maximalen Bruchlasten F_{max} und Schubkräfte F_{max} erkennt man, dass die maximale Kraft immer bei einer Temperatur von $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ gemessen wurde. Für die Schubkräfte wurde hingegen die geringste Kraft bei einer Temperatur von $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$ gemessen, für die Prüfung der Haftzugfestigkeit wurde diese bei $\pm 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ gemessen. Somit kann man die Aussage treffen, dass bei geringeren Temperaturen die Verbundfläche größere Lasten aufnehmen kann (siehe Tab. 4.7 und Tab. 4.8).

Fasst man die Ergebnisse der Haftzugfestigkeiten β_{HZ} und der Schubfestigkeiten β_S zusammen, so konnten die größten Schubfestigkeiten bei einer Temperatur von $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ und bei $\pm 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ erfasst werden. Hingegen für die Haftzugfestigkeit wurden diese Werte bei $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ gemessen. Die kleinsten wurden bei einer Prüftemperatur von $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$ ermittelt. Zu erwähnen ist, dass die Schubfestigkeit bei einer Temperatur von $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ sowie bei $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ in etwa gleich groß sind (Mittelwert für $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ beträgt $4,86\text{ N/mm}^2$, hingegen Mittelwert für $\pm 0\text{ }^{\circ}\text{C}$ beträgt $5,02\text{ N/mm}^2$).

Anhand der Kraft-Weg-Diagramme kann man sehr gut erkennen, dass sowohl bei den Haftzugfestigkeitsprüfungen als auch für die Schubverbundprüfungen, bei geringen Temperaturen ($-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ und $\pm 0\text{ }^{\circ}\text{C}$) das Versagen plötzlich auftritt. Hingegen bei höheren Temperaturen ($+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ und $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$) nehmen die Festigkeiten und Steifigkeiten vielmehr kontinuierlich ab. Außerdem konnte mit Hilfe der Last-Verschiebungskurven der Schubfestigkeitsprüfung belegt werden, dass ein Verbund,

der durch eine Scherbelastung beansprucht wird, bei niedrigeren Temperaturen nicht plötzlich versagt, sondern die Festigkeiten und Steifigkeiten gleichmäßig abnehmen (Eberhardsteiner, et al., 2018).

Kapitel 5

Dimensionierungsmethodik

Die Dimensionierung von Aufbauten in der Whitetopping-Bauweise soll zukünftig, ähnlich wie die Dimensionierung konventioneller Beton- bzw. Asphaltüberbauten (siehe RVS 03.08.63), mithilfe eines Oberbau-Bemessungskatalogs erfolgen. Die darin vorgeschlagenen Beton-Schichtstärken sollen in Abhängigkeit einiger Entwurfsparameter (geplante Betonplattenabmessungen, vorhandene Asphaltstärken und Asphalttragfähigkeiten, etc.) für unterschiedliche Lastklassen, auf Basis der maximal übertragbaren Anzahl an Bemessungsnormlastwechseln, ausgewählt werden können. In den folgenden Abschnitten werden die Eingangsgrößen in die Dimensionierung aufgelistet und beschrieben. Folgende Eingangsgrößen sind hierfür von Interesse:

- Bestand
- Verkehrsbelastung
- Struktur und Klima
- Materialeigenschaften

Anhand von FE-Simulationen und Dimensionierungsrechnungen wurde die technische Lebensdauer dieser Art von Konstruktionen bestimmen. In den folgenden Abschnitten werden zunächst die entsprechenden FE-Modelle beschrieben, mittels derer durch Variation diverser Modelleingangsparameter, wie beispielsweise der mechanischen Eigenschaften der einzelnen Schichten (E-Modul, Abmessungen) oder der temperaturabhängigen Verbundeigenschaften im Asphalt-Beton-Interface, die Verkehrslastspannungen in der Beton- und Asphaltstärke ermittelt werden können. Mit Hilfe dieser Normal- und Schubspannungen, als Eingangsgröße in die Dimensionierungsmethodik, konnte in weiterer Folge für jeden untersuchten Aufbau die zugehörige technische Lebensdauer (Anzahl der übertragbaren Bemessungsnormlastwechsel) ermittelt werden. Die Ergebnisse der Bemessungsberechnungen für die technischen Lebensdauern infolge der Anwendungen der Dimensionierungsmethodik bzw. deren wichtigste Eingangsgrößen (Verkehrslastspannungen und Wölbspannungen infolge Temperaturdifferenzen innerhalb der Betonplatten) werden erläutert.

5.1 FE-Modellierung der Eingangsgrößen

In Abb. 5.1 sind die verschiedenen Eingangsgrößen, für die Modellierung von Whitetopping-Aufbauten, ersichtlich.

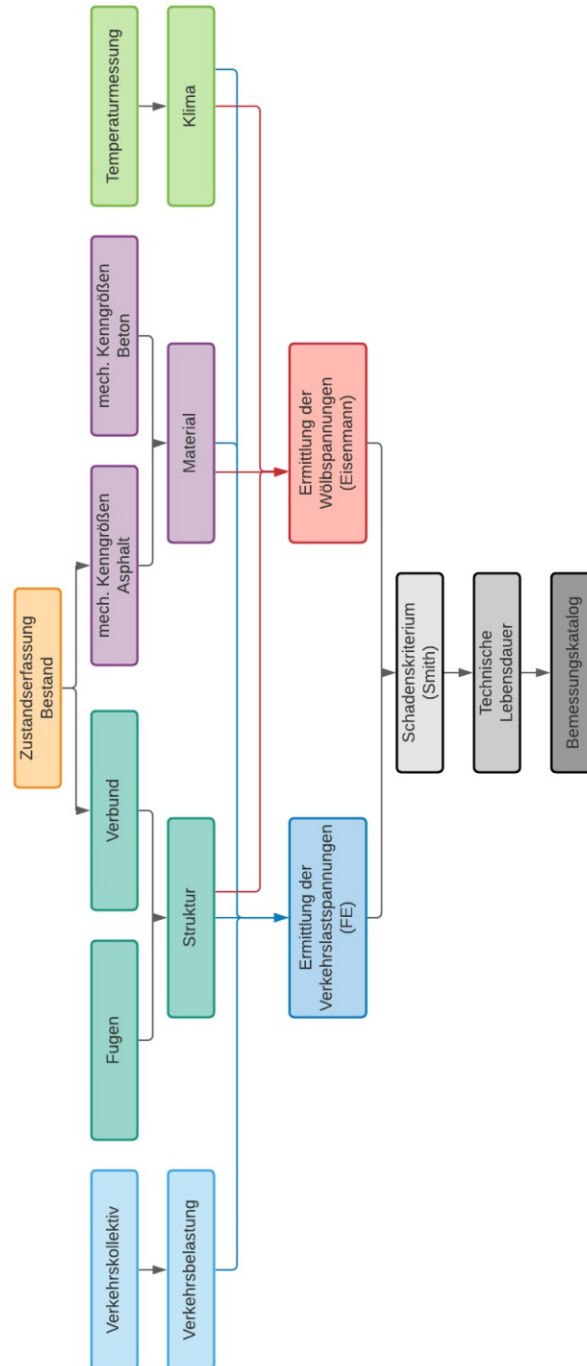


Abb. 5.1: Eingangsgrößen der Dimensionierungsmethodik für Whitetopping-Aufbauten (Eberhardtsteiner, et al., 2018)

5.1.1 Bestand

Um den Bestand optimal modellieren zu können sind verschiedene Eigenschaften notwendig. Eindeutig am wichtigsten davon ist der Elastizitätsmodul. Dieser konnte anhand von Falling-Weight-Deflectometer bestimmt werden. Die Parameter die für die Modellierung verwendet werden, sind in Tab. 5.4 ersichtlich.

5.1.2 Verkehrsbelastung

Die Ermittlung von Verkehrslastspannungen, die als Eingangsparameter zur Ermittlung der technischen Lebensdauer von Aufbauten in Whitetopping-Bauweise dienen, erfolgte durch Anwendung der Software Abaqus. Die darin entwickelten FE-Modelle von White-Topping-Aufbauten (mit Verbund) wurden jeweils einer simulierten Verkehrsbelastung in Form einer Einzelachse mit einer Achslast von 100 kN (nach RVS 03.08.63) und einem Kontaktdruck von 0,7 MPa ausgesetzt. Die jeweils aufgrund dieser Belastung auftretende Materialantwort der modellierten Schichten wurden in Form von Normal- und Schubspannungen (Verkehrslastspannungen) aufgezeichnet bzw. ausgewertet.

5.1.3 Struktur und Klima

Zur Modellierung der temperaturabhängigen Verbundeigenschaften im Beton-Asphalt-Interface fand das in (Eberhardtseiner, et al., 2020) vorgestellte Kohäsivzonenmodell (KZM) seine Anwendung, welches durch folgende Eingangsparameter definiert wird:

- Haftzugfestigkeit
- Haftzugsteifigkeit
- Schubfestigkeit
- Schubsteifigkeit
- Faktor für Schadensfortpflanzung

Die Ermittlung der Größenordnungen bzw. Beträge dieser KZM-Eingangsparameter erfolgte durch Vergleich der jeweiligen Ergebnisse aus den Laborprüfungen (siehe Kap. 4) mit den Ergebnissen aus FE-Modellberechnungen, die die Belastungssituationen und Probekörperabmessungen (Durchmesser beträgt 100mm) während der einzelnen Laborprüfungen nachbildeten (siehe Abb. 5.2).

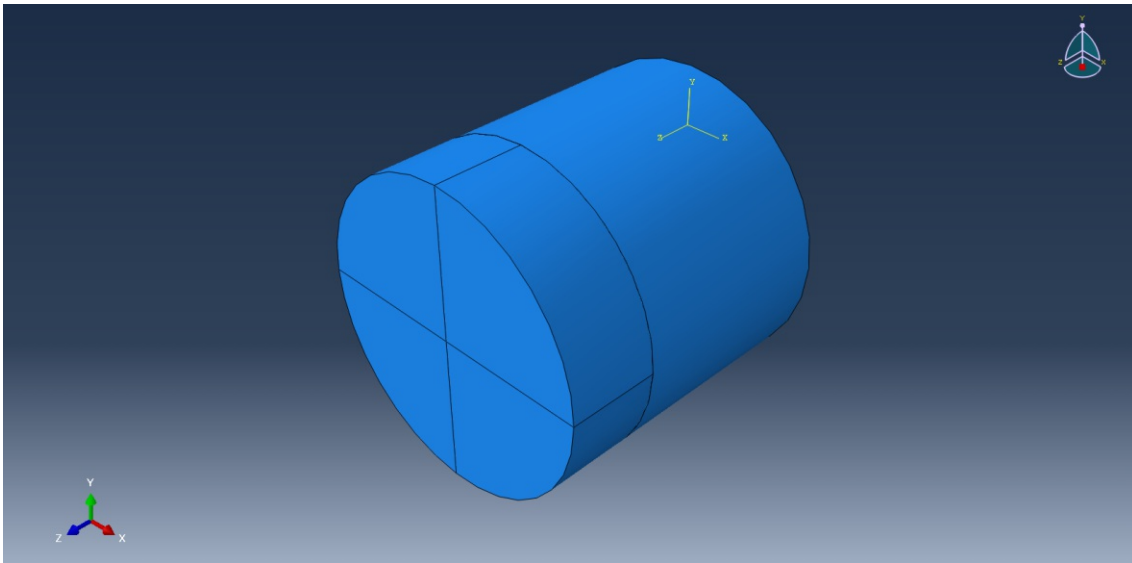


Abb. 5.2: ABAQUS - Modell

Um die Veränderung der KZM-Parameter in Abhängigkeit der Temperatur beschreiben zu können wurden in den einzelnen FE-Modellberechnungen die KZM-Parameter für drei spezifische Temperaturen ($\pm 0^\circ\text{C}$, 20°C und 30°C) iterativ solange angepasst, bis die Ergebnisse der Modellberechnungen bzw. die daraus abgeleiteten Kraft-Weg-Diagramme mit den Ergebnissen der Laborprüfungen unter denselben (Prüf-)Temperaturen annähernd übereinstimmten. Anhand dieser drei Temperaturen konnten die ermittelten, temperaturspezifischen KZM-Parameter zu insgesamt vier verschiedenen Temperaturperioden (Winter, Frühling, Herbst und Winter) zugeordnet werden. Neben den jahreszeitlichen Schwankungen der mechanischen Eigenschaften (E-Modul) der einzelnen Schichten konnten somit in den weiteren FE-Modellberechnungen (siehe Abschnitt 6.3.2) auch die jahreszeitlichen Schwankungen der Verbundeigenschaften zwischen der Beton- und der Asphalttschicht berücksichtigt werden. Die einzelnen KZM-Parameter in Abhängigkeit der zugeordneten Jahreszeit bzw. (Prüf-)Temperatur wurden in der nachfolgenden Tabelle (Tab. 5.1 und 5.2) zusammengefasst.

Temp. ($^\circ\text{C}$)	Periode (-)	Probekörper (-)	Schubfestigkeit (N/mm^2)	Schubsteifigkeit (N/mm^3)
0	1 (Winter)	23	1,33	2,54
20	2 (Frühling)	16	1,30	1,25
30	3 (Sommer)	39	0,44	0,61
0	4 (Herbst)	23	1,33	2,54

Tab. 5.1: Temperaturabhängige Schubparameter gemäß Abaqus FEM-Modell

Um den Einfluss unterschiedlicher Modellparameter auf die Verkehrslastspannungen bzw. in weiterer Folge auf technische Lebensdauer von Aufbauten mit Whitetopping beschreiben zu können, wurde eine Vielzahl an FE-Modellen entwickelt, welche sich durch voneinander abweichende Betonplattenabmessungen, Asphalttschichtstärken und Asphaltresttragfähigkeiten unterscheiden. Zusätzlich wurde in den einzelnen FE-Modellen auch der Einfluss der Temperatur auf die Schichteigenschaften (E-Modul) und auf die Verbundeigenschaften zwischen der Beton- und

Temp. (°C)	Periode (-)	Probekörper (-)	Haftfestigkeit (N/mm ²)	Haftsteifigkeit (N/mm ³)
0	1 (Winter)	14	1,65	3,74
20	2 (Frühling)	-	0,70	2,13
30	3 (Sommer)	-	0,40	1,43
0	4 (Herbst)	14	1,65	3,74

Anmerkungen:

Für Periode 1 und 4 wurden nur die Werte der Haftzugsteifigkeit von Probekörper 14 entnommen (siehe Kap. 4.2.1.1) die Werte der Haftzugfestigkeit so wie alle Parameter der Periode 2 und 3 wurden aus (Eberhardsteiner, et al., 2020) entnommen

Tab. 5.2: Temperaturabhängige Haftparameter gemäß Abaqus FEM-Modell

der Asphalttschicht (KZM-Parameter) berücksichtigt. Die angesetzten Betonplattenabmessungen orientierten sich an typischen, zweispurigen Straßenquerschnitten von Landesstraßen mit Querschnittsbreiten von 6,0 m, 7,0 m und 8,0 m. Um eine (Längs-) Fugenausbildung unmittelbar im Bereich der Lasteintragung jedenfalls zu vermeiden, wurden die Plattenbreiten B in den einzelnen FE-Modellen so dimensioniert, dass sie entweder der halben Fahrflächenbreite oder einen Viertel der Fahrflächenbreite entsprachen, welche somit eine Fugenausbildung in Fahrflächen- oder Fahrbahnmitte zur Folge hatten:

- Betonplattenbreite 1,5 m bzw. 3,0 m für eine bestehende Fahrbahnbreite von 6,0 m
- Betonplattenbreite 1,75 m bzw. 3,5 m für eine bestehende Fahrbahnbreite von 7,0 m
- Betonplattenbreite 2,0 m bzw. 4,0 m für eine bestehende Fahrbahnbreite von 8,0 m

Die Längen L der jeweiligen Betonplatten wurden aus den zuvor erwähnten Betonplattenbreiten B ermittelt, indem jeweils ein L/B-Verhältnis von 1,0 bzw. 1,5 angesetzt wurde. Eine Auflistung der modellierten Plattenabmessungen L und B ist in folgender Tabelle ersichtlich:

		Länge										
		1,5	1,75	2,00	2,25	2,625	3,00	3,50	4,00	4,50	5,25	6,00
Breite	1,50	x			x							
	1,75		x			x						
	2,00			x			x					
	3,00						x			x		
	3,50							x			x	
	4,00								x			x

Tab. 5.3: Zusammenfassung der Abmessungen der verwendeten Plattengeometrien für die Modellierung

Im Falle einer rechteckigen Plattengeometrie, wurde die längere Abmessung immer in Fahrtrichtung angesetzt. Jede dieser Betonplatten wurde in weiterer Folge mit Betonplattendicken von 8 cm, 12 cm, 16 cm und 20 cm modelliert. Für jede der zuvor erwähnten Betonplattenabmessungen wurden drei unterschiedliche (Rest)Asphalttschichtstärken ($d = 5$ cm, 10 cm und 15 cm) modelliert. Im Gegensatz zu den Asphalt- und Betonschichtdicken blieben die Schichtdicken der

ungebundenen Tragschicht ($d = 50 \text{ cm}$) und des Untergrunds ($d = 148 \text{ cm}$) in jedem der modellierten Whitetopping-Aufbauten unverändert. In Abb. 5.3 ist ein angewendetes FE-Modell eines Whitetopping-Aufbaus mit Betonplattenabmessungen von $L \times B \times d = 3,0 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} \times 12 \text{ cm}$ und einer Asphaltsschichtdicke von $d = 5 \text{ cm}$ ersichtlich. Zur Reduktion der Modell-Rechenzeiten wurde jeweils nur der halbe Straßenquerschnitt in ABAQUS modelliert. Die fehlende Hälfte des Straßenquerschnitts wurde durch Anwendung einer Symmetrieebene und den daraus abgeleiteten Modelleigenschaften bei der Ermittlung der Verkehrslastspannungen mitberücksichtigt.

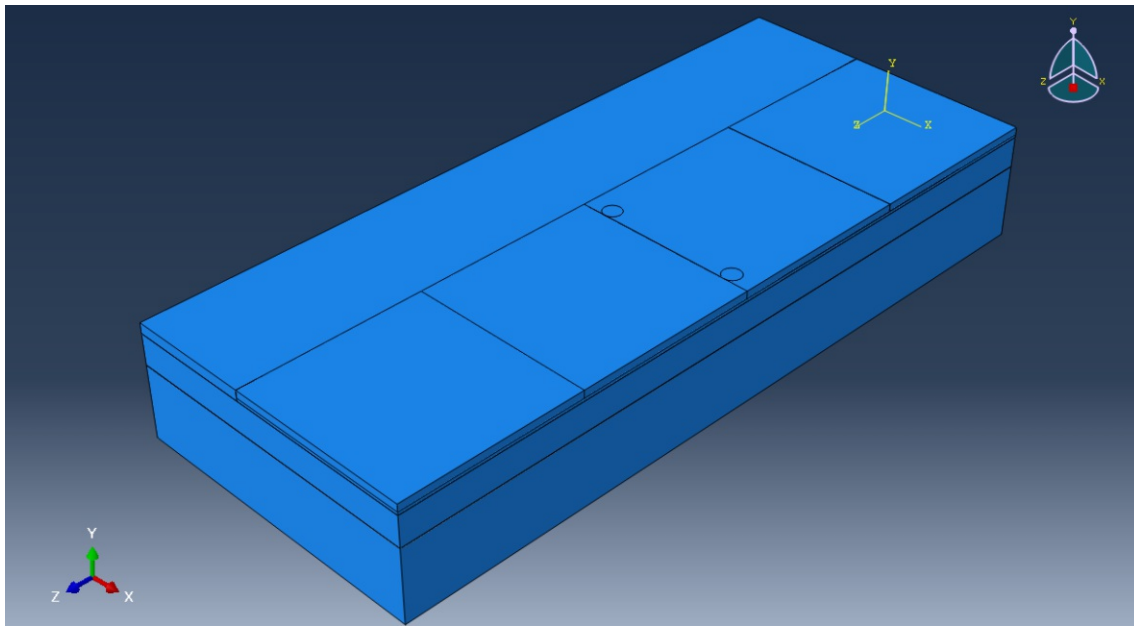


Abb. 5.3: FE - Modell

5.1.4 Materialeigenschaften

Um den Einfluss der Umgebungstemperatur auf die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Schichten der modellierten Whitetopping-Aufbauten zu berücksichtigen, wurden bei jedem modellierten Betonplatten- und Asphaltsschichtabmessungen, die Beträge des E-Moduls in Abhängigkeit der vier jahreszeitlichen Temperaturperioden variiert. Um zusätzlich noch den Einfluss der Resttragfähigkeit der bestehenden Asphaltsschicht in der Modellierung zu berücksichtigen, wurde der E-Modul des Asphalts innerhalb jeder Temperaturperiode jeweils noch dreimal, in Abhängigkeit der vorhandenen Resttragfähigkeit (50%, 75% und 100%) variiert. Eine Übersicht über die in den einzelnen FE-Modellen verwendeten Materialeigenschaften, Schichtstärken und Verbundeigenschaften ist in nachfolgender Tabelle ersichtlich.

Schicht (-)	Dicke (cm)	E-Modul (N/mm^2)				Dichte (kg/mm^3)	Poisson (-)	
Beton	8/ 12/ 16/ 20	30.000				$2,40 * 10^{-5}$	0,15	
	R.(%)	P1	P2	P3	P4			
Asphalt	5/ 10/ 15	50	8.745,99	1.398,95	393,80	siehe P1	$2,20 * 10^{-5}$	0,4
		75	13.118,98	2.098,43	590,69			
		100	17.491,97	2.797,90	787,59			
UTS	50	678	169	242	339	$1,80 * 10^{-9}$	0,3	
Untergrund	1200	280	70	100	140	$1,80 * 10^{-9}$	0,35	

Anmerkungen:

Betonbiegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)} = 5,27$ MPa

R.% steht für Resttragfähigkeit in Prozent

P1, P2, P3 und P4 stehen für die Perioden die in Kap. 5.1.3 erläutert werden

Tab. 5.4: Eingangsgrößen der Materialeigenschaften der FE-Modelle

5.2 Vergleich der Ansätze für die Verbundmodellierung

Dieser Vergleich wird geführt um die Lebensdauer der Oberbau-Konstruktion in Abhängigkeit der Dimensionierung des Verbundes darzustellen.

Folglich werden verschiedene Modellierungsmethoden des Verbundes vorgestellt. Diese werden an einem Modell mit bestimmten Abmessungen untersucht und zwar:

- Betonplattenabmessungen 175 x 175 [cm x cm]
- Betondicke 16 [cm]
- Asphaltstärke 5 [cm]
- Ungebundene Tragschichtdicke 50 [cm]
- Untergrund 120 [cm]

Die Materialeigenschaften der verschiedenen Schichten sind in Tab. 5.4 ersichtlich. Auch die Lasten mit denen diese Modelle beansprucht werden, ist für alle Modelle die gleiche (siehe Kap. 5.1.2). Der Vergleich wurde für Periode 2 durchgeführt, also die Frühjahr-Periode. Für die verschiedenen Kohäsivzonenmodelle wurden die Materialparameter für die Periode 2 gewählt, hingegen die Schubverbund- und Haftzugparameter wurden für die jeweiligen Temperaturen geändert ($\pm 0^\circ\text{C}$, 20°C und 30°C , siehe Tab. 5.1 und 5.2) Die verschiedenen Ansätze für den Verbund, die modelliert wurden, sind:

- voller Verbund
- Reibungsmodell (mit Faktor 0,1/0,7/1,0/1,1)
- Kohäsivzonenmodell (Temperaturen $\pm 0^\circ\text{C}/20^\circ\text{C}/30^\circ\text{C}$)

5.2.1 Vergleich der Ergebnisse

Die Tab. 5.5 zeigt die Spannungen in Normalrichtung (σ_{11} , σ_{33}) und in Schubrichtung (σ_{13}). Diese Spannungen werden sowohl an der Unterkante der Betonplatte als auch in der Unterkante der Asphaltsschicht dargestellt.

Modellansatz	Spannungen an der Unterkante des Betons (kN/mm^2)			Spannungen an der Unterkante des Asphaltes (kN/mm^2)		
	σ_{11}	σ_{33}	σ_{13}	σ_{11}	σ_{33}	σ_{13}
Kohäsivzonenmodell ($\pm 0^\circ\text{C}$)	2,38	1,82	0,62	0,46	0,75	0,07
Kohäsivzonenmodell (20°C)	2,45	1,72	0,56	0,44	0,74	0,07
Kohäsivzonenmodell (30°C)	2,58	1,57	0,51	0,44	0,76	0,07
Reibungsmodell (0,1)	2,80	1,03	0,56	0,42	0,72	0,06
Reibungsmodell (0,7)	2,76	1,06	0,56	0,43	0,72	0,06
Reibungsmodell (1,0)	2,75	1,06	0,56	0,4	0,72	0,06
Reibungsmodell (1,1)	2,74	1,05	0,54	0,43	0,72	0,06
voller Verbund	1,73	2,14	0,32	0,33	0,40	0,04
ohne Verbund	0,23	0,08	0,05	0,03	0,06	0,00

Anmerkungen:

der Wert in Klammer bei den Kohäsivzonenmodelle gibt die Temperatur an
 der Wert in Klammer bei den Reibungsmodelle gibt den Reibunsfaktor an

Tab. 5.5: Vergleich der Spannungen der verschiedenen Modellierungsansätze

Man kann sofort erkennen, dass die Spannungen im Beton um ca. das drei- bis vierfache größer sind als im Asphalt.

Bei den Spannungen in Beton ist zu erkennen, dass die Spannungen in Normalrichtung größer sind als jene in Schubrichtung (nur in einem Fall ist das nicht so und zwar bei dem Modell mit vollem Verbund). Im Asphalt ist das umgekehrt.

Weiteres ist zu erkennen, dass die Modelle mit Reibung (0,7 und 1,0) ungefähr die gleichen Spannungen aufweisen. Die Spannungen in Normalrichtung zeigen hier eindeutig den größten Wert auf (σ_{11}).

Auch bei den Kohäsivzonenmodellen sind die Spannungen sehr ähnlich untereinander. Es ist zu erkennen, dass im Beton, je größer die Temperatur, desto größer werden die resultierenden Normalspannungen (σ_{11}) und desto kleiner werden die resultierenden Normalspannungen (σ_{33}). Hingegen im Asphalt sind die Spannungen für alle drei Temperaturen ungefähr gleich groß.

Für die Berechnung der Lebensdauer, ist von den sechs berechneten Spannungen die größte diejenige, die maßgebend ist. Dadurch, dass diese in fast allen Fälle die Normalspannung (σ_{11}) ist, werden diese in einen Diagramm dargestellt um den Vergleich zu veranschaulichen (siehe Abb. 5.4).

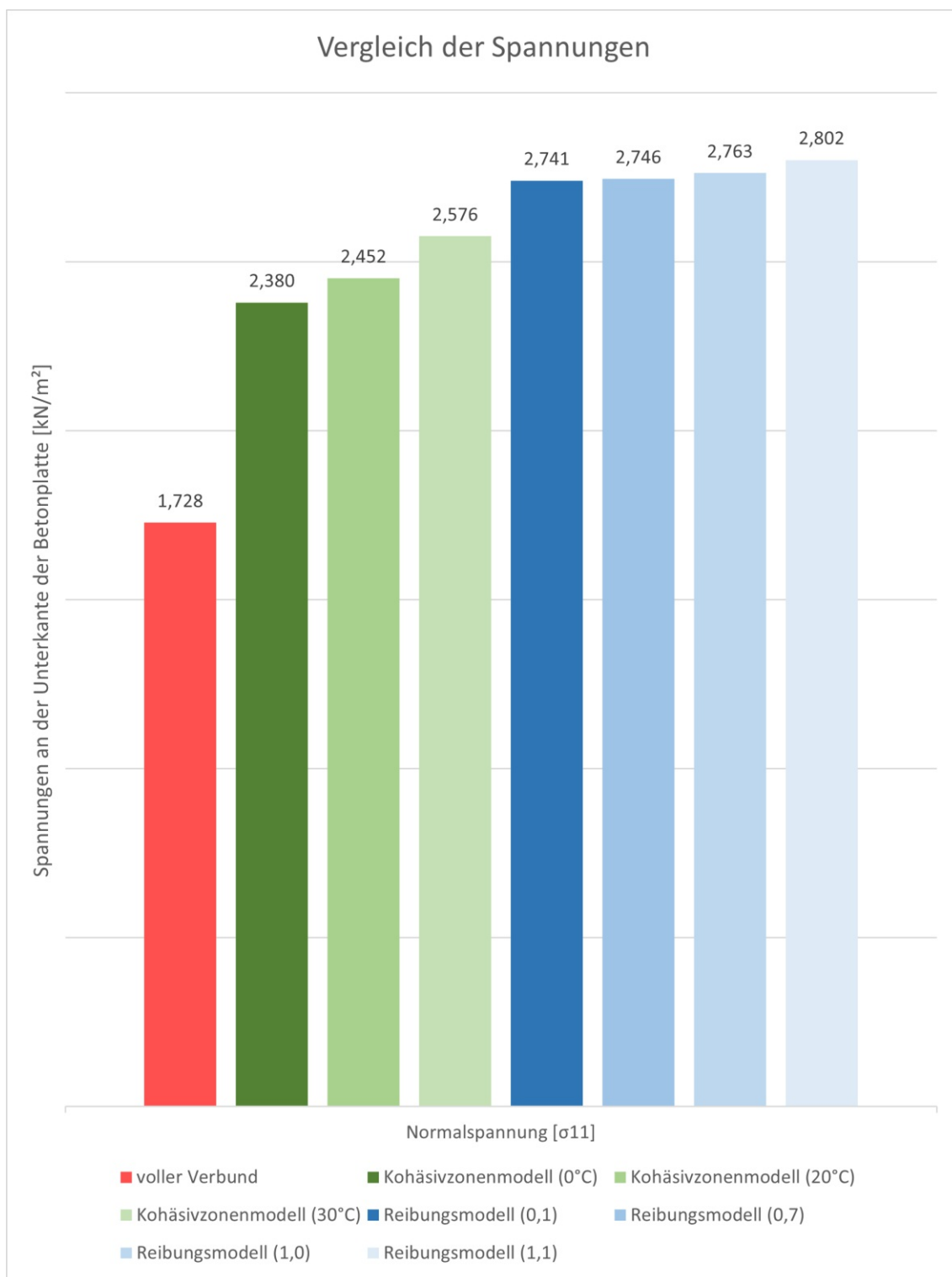


Abb. 5.4: Vergleich der Spannungen der verschiedenen Modellierungsansätze

Beim Vergleichen der Lebensdauer (siehe Abb. 5.5) ist deutlich zu erkennen, dass je größer die aufnehmbaren Spannungen desto geringer wird die Lebensdauer. Beim Betrachten der Ergebnisse des Modelles voller Verbund ist zu sehen, dass aufgrund der geringeren Spannungen eine deutlich

längere Lebensdauer resultiert. Zu beachten ist, dass dieses Modell am wenigsten der Realität entspricht. Dieses Modell führt zu einer deutlichen Überschätzung der Konstruktion.

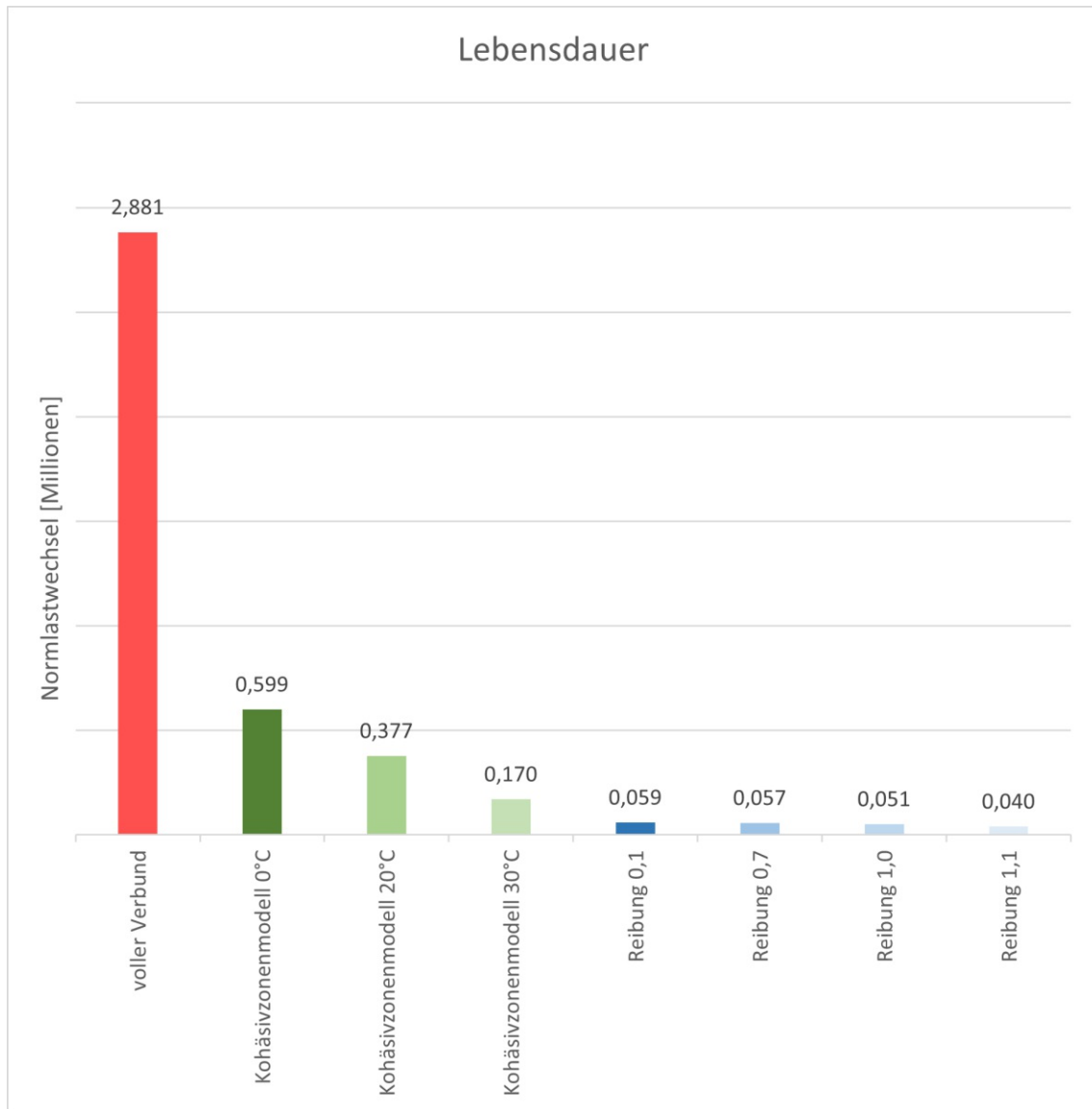


Abb. 5.5: Vergleich der Lebensdauern der verschiedenen Modellierungsansätze

Die Reibungsmodelle sind deswegen realitätsnäher. Dennoch sind diese nicht so exakt wie die Kohäsivzonenmodelle bei denen die Parameter empirisch ermittelt wurden (siehe Kap. 4).

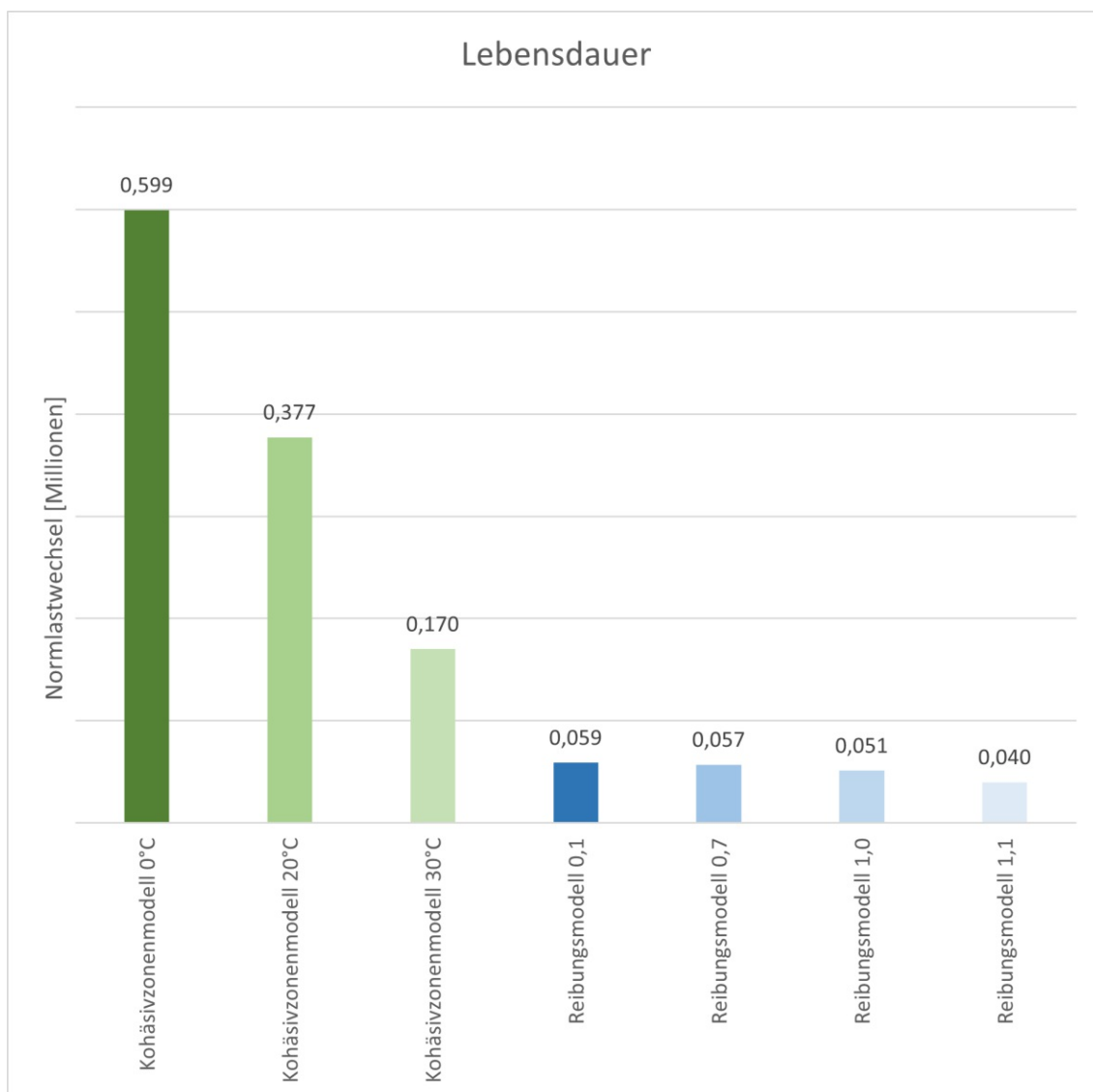


Abb. 5.6: Zusammengefasster Vergleich der Lebensdauern der verschiedenen Modellierungsansätze

In Abb. 5.6 kann man deutlich erkennen, dass die Werte bei den Kohäsivzonenmodellen mindestens 2-3mal größer sind als jene der Reibungsmodelle. Aus diesem Unterschied kann man schlussfolgern, dass bei der Modellierung anhand von den Reibungsmodellen man auf der sicheren Seite liegt. Die Verwendung von Reibungsmodellen führt zu Systeme die überdimensioniert und folglich nicht wirtschaftlich sind.

Die Berechnungen anhand der Kohäsivzonenmodelle sind deutlich anspruchsvoller als die anderen, die vorgestellt wurden. Die empirische Berechnung der Schub- und Haftzugparameter kann nur erbracht werden mit einer kosten- und zeitintensiven Arbeit (Konstruktion der Testfläche, Probekörper ziehen, Probekörper prüfen, Daten auswerten).

Dies führt aber zu exakten Ergebnisse, mit denen man optimal einen Bemessungskatalog für solche Oberbaukonstruktionen erstellen kann.

Kapitel 6

Zusammenfassung

Whitetopping-Aufbauten sind eine optimale Instandsetzungsmaßnahmen für jene Bereiche der Asphaltfahrbahnen, wo die Kräfte (insbesondere Schubkräfte) sehr groß sind. Das kann der Fall von Straßen mit großen Verkehrslasten sein, sowie Kreuzungen, Ampeln, Bushaltestellen usw. Durch die plastischen Verformungen, die sich hier im Asphalt bilden, ist eine Betondecke eine wirtschaftliche und langlebige Alternative zu Asphaltfahrbahnen.

Diese Arbeit erklärt in **Kapitel 2** die Grundlagen des Whitetoppings. Zu Folge werden die Materialverhalten des Asphalts und vom Beton erklärt und verglichen, somit kann man einen Einblick haben, wie diese Materialien zusammenwirken können. Auch die Konstruktionsvarianten von Whitetopping-Aufbauten werden kurz erläutert (ohne oder mit Verbund). Weiteres wird eine Unterscheidung der Aufbauten anhand der Schichtstärke der Betonplatten durchgeführt. Die drei Varianten werden aufgelistet und erklärt, für welche Situationen diese geeignet sind. Die verschiedenen Schritte der Herstellung und die Anwendungsgrenzen dieses Oberbaues werden gründlich erklärt und ein Vergleich der Forschungen über die Wirtschaftlichkeit aus verschiedenen Ländern wird gezeigt.

In **Kapitel 3** wird erklärt wie sich der Verbund, hauptsächlich positiv, auf die Konstruktion auswirkt. Der Prozess für die Herstellung wird genau erklärt und die verschiedenen Einflüsse werden anhand von einer Abbildung erklärt (siehe Abb. 3.4). In Folge werden die verschiedenen Prüfmethode (nach ÖNI, 2011 und ÖNI, 2013) kurz auch anhand von schematischen Darstellungen erklärt. Zwei dieser Prüfmethode (Haftzug- und Schubverbundprüfung) wurden in **Kapitel 4** angewendet um verschiedene Prüfungen durchzuführen.

In **Kapitel 4** werden die Prüfungen der Probekörper und deren Auswertung präsentiert. Aus diesen Prüfungen kann man schließen, dass die Temperatur einen sehr starken Einfluss auf den Verbund Asphalt-Beton hat. Man kann deutlich erkennen wie bei geringen Temperaturen die Festigkeiten und die Steifigkeiten deutlich größer sind. Auch die Streuungen der Werte sind deutlich größer. Was hingegen bei geringeren Temperaturen auffällt, ist, dass die Festigkeiten und Steifigkeiten geringer sind und, dass das Versagen hauptsächlich bei den Zugprüfungen für viele Probekörper nicht am Interface stattgefunden hat. Deswegen konnte man dafür nicht allzu viele Daten sammeln. Durch die Kraft-Weg-Diagramme kann man auf andere Eigenschaften schließen. Demnach kommt es bei geringen Temperaturen zum plötzlichen Versagen, hingegen bei hohe Temperaturen werden die Festigkeiten und Steifigkeiten kontinuierlich und stetig geringer, bis das Versagen eintritt.

Für jene Probekörper, die auf Scherkraft beansprucht wurden konnten mehrere Vergleiche gemacht werden. Man konnte hier den Vergleich zwischen Faserbeton und Waschbeton (GK 22) für $\pm 0^{\circ}\text{C}$ und 20°C herstellen. Bei $\pm 0^{\circ}\text{C}$ konnte kein großer Unterschied festgestellt werden. Hingegen bei 20°C sind die Werte der Schubkraft, -festigkeit und -steifigkeit deutlich größer bei

den Probekörper aus Faserbeton. Auch anhand der Kraft-Weg-Diagramme kann man erkennen, dass diese Parameter gleichmäßiger kleiner werden, bis zum Versagen.

Für die Schubverbundprüfungen wurde auch ein Vergleich zwischen Größtkörner (GK 8 und GK 22) durchgeführt. Hier konnte man bestätigen, dass kein allzu großer Unterschied zwischen den verschiedenen Größtkörner lag. Die Mittelwerte und Streuungen von Schubkraft, -festigkeit und -steifigkeit lagen bei Größtkorn 22 um wenig höher.

Kapitel 5 beschreibt die Dimensionierungsmethodik, die in Österreich verwendet wird um Whitetopping-Aufbauten zu modellieren. Diese wird anhand von (Eberhardsteiner, et al., 2018 und Eberhardsteiner, et al., 2020) beschrieben und für die Berechnungen, die für diese Arbeit durchgeführt wurden, angewendet. Die fünf verschiedenen Eingangsgrößen (Bestand, Verkehrsbelastung, Struktur, Klima und Materialeigenschaften) werden beschrieben. Nach der Beschreibung des Systemes wird ein Vergleich von Modellierungsansätze für den Verbund präsentiert. Innerhalb dieses Vergleiches werden Reibungsmodelle, Kohäsivzonenmodelle und ein Modell mit vollem Verbund gegenübergestellt. Aus diesem Vergleich konnte man schlussfolgern, dass Modelle mit vollem Verbund nicht nur realitätsfern sind, sondern dass diese Art von Modellierung zu einer Überschätzung der Strukturellen Lebensdauer führt. Hingegen die Reibungsmodelle führen zu einer Unterschätzung der Lebensdauer und dementsprechend zu einer Überdimensionierung der Konstruktion. Die Kohäsivzonenmodelle zeigen sich als optimale Lösung um den Verbund innerhalb von solchen Systemen zu modellieren.

Der Autor empfiehlt das die Herstellung des Verbundes sehr genau durchgeführt wird. Das Fräsen des Asphalt es muss optimal durchgeführt werden und das darauffolgende Betonieren muss mit großer Acht auf den Feuchtigkeitsgehalt gemacht werden.

Kapitel 7

Anhang A

7.1 Probekörper vor der Prüfung



Abb. 7.1: Proberkörper 6



Abb. 7.2: Proberkörper 7

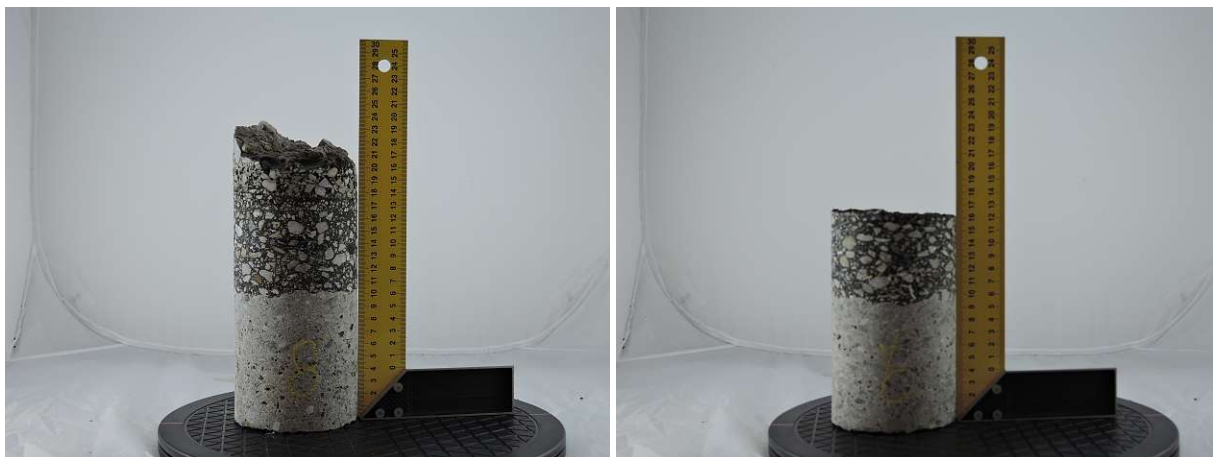


Abb. 7.3: links Probekörper 8; rechts Probekörper 9



Abb. 7.4: links Probekörper 10; rechts Probekörper 11

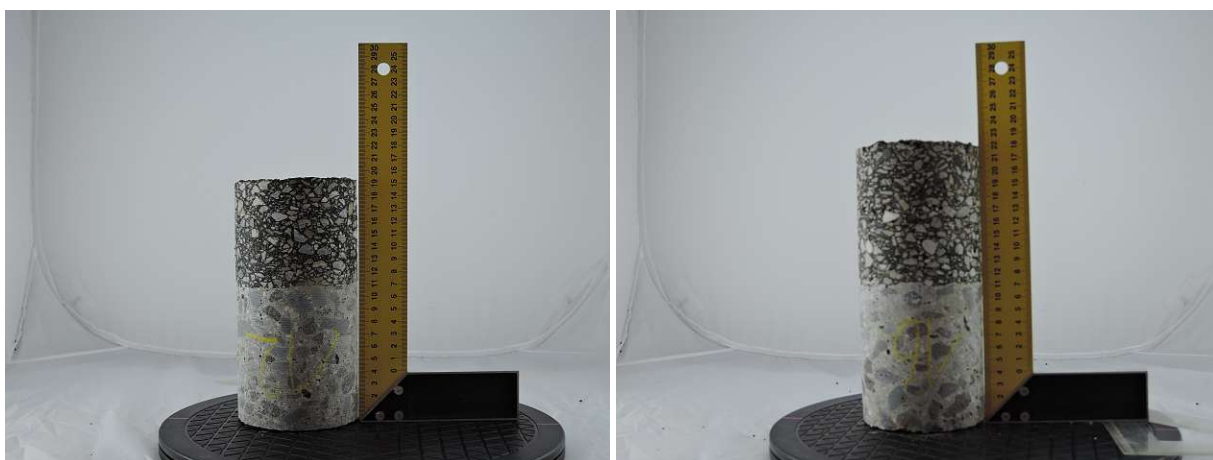


Abb. 7.5: links Probekörper 12; rechts Probekörper 16



Abb. 7.6: links Probekörper 18; rechts Probekörper 20

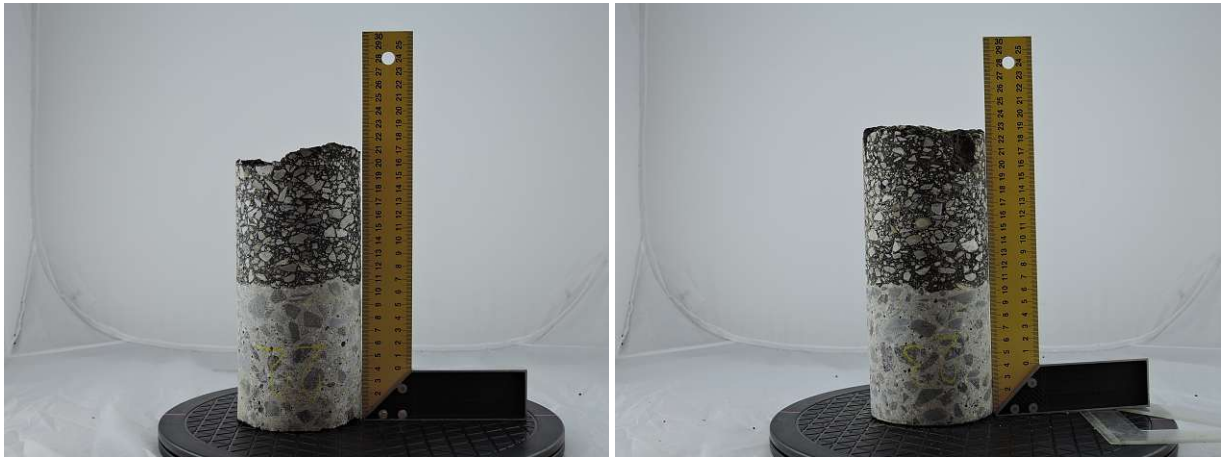


Abb. 7.7: links Probekörper 22; rechts Probekörper 23



Abb. 7.8: links Probekörper 24; rechts Probekörper 25



Abb. 7.9: links Probekörper 26; rechts Probekörper 28



Abb. 7.10: links Probekörper 30; rechts Probekörper 32

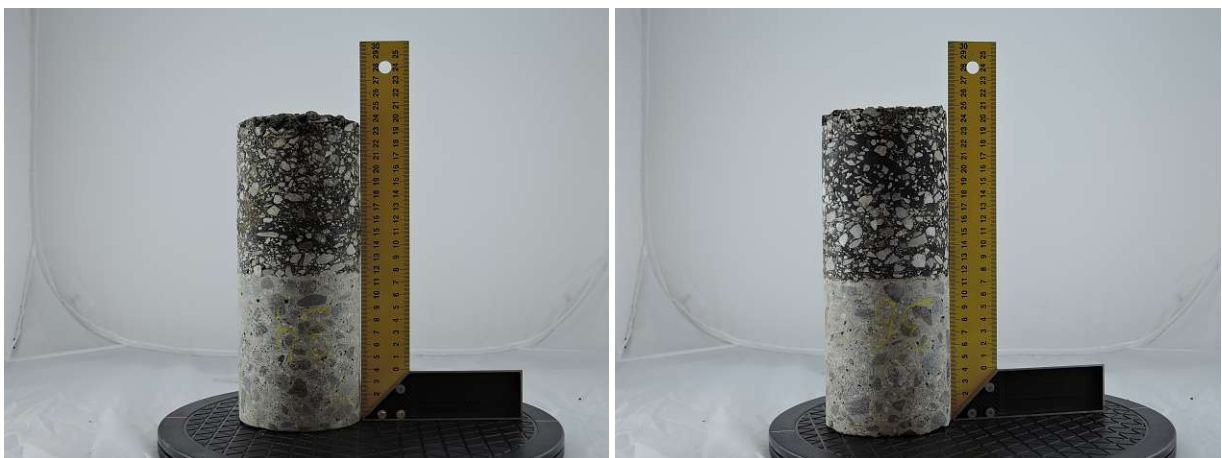


Abb. 7.11: links Probekörper 34; rechts Probekörper 36

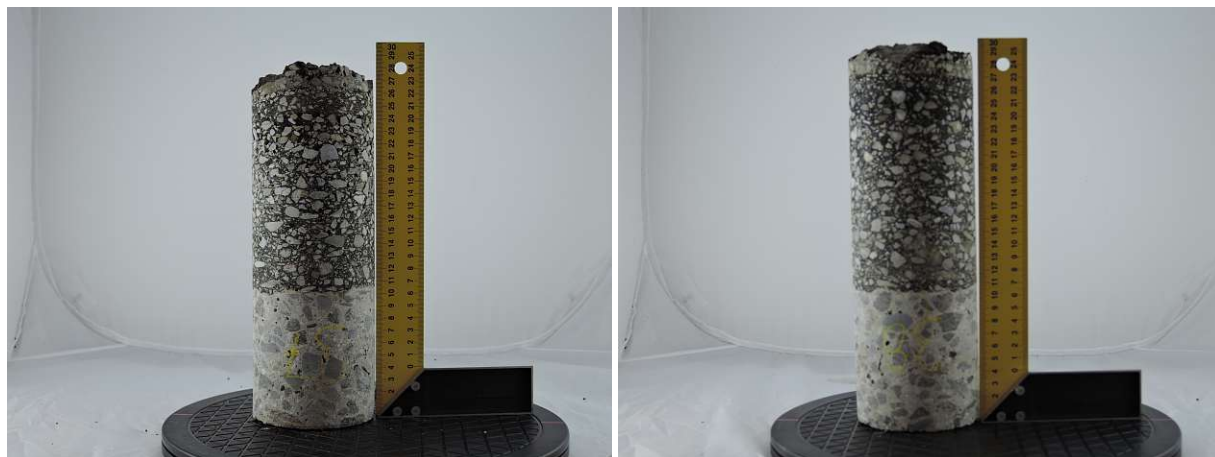


Abb. 7.12: links Probekörper 37; rechts Probekörper 38

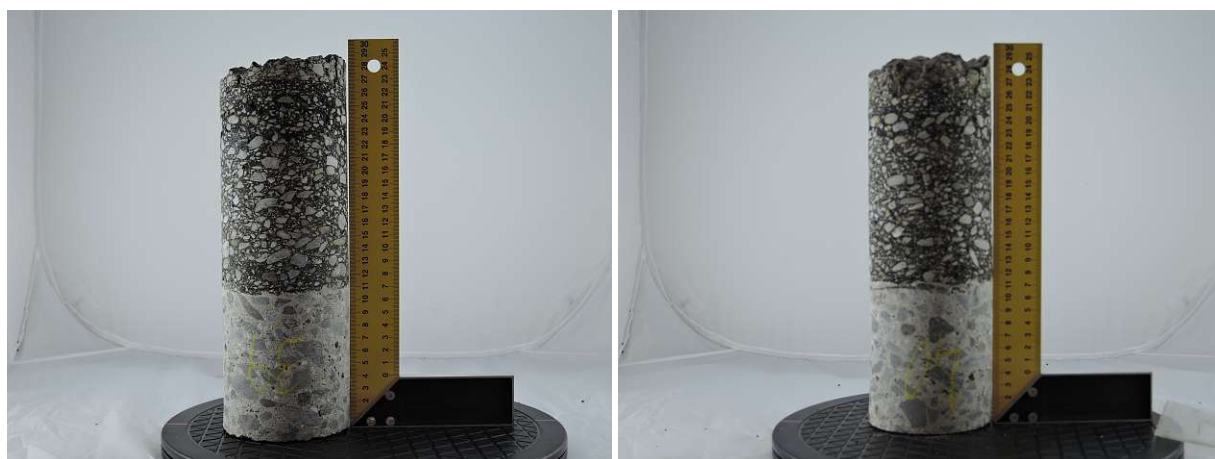


Abb. 7.13: links Probekörper 39; rechts Probekörper 40

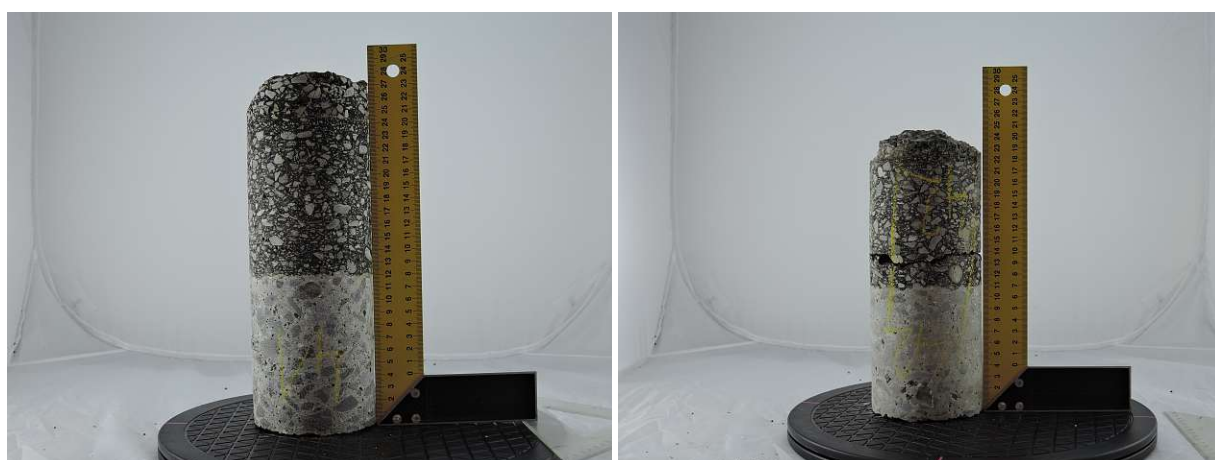


Abb. 7.14: links Probekörper 41; rechts Probekörper 42

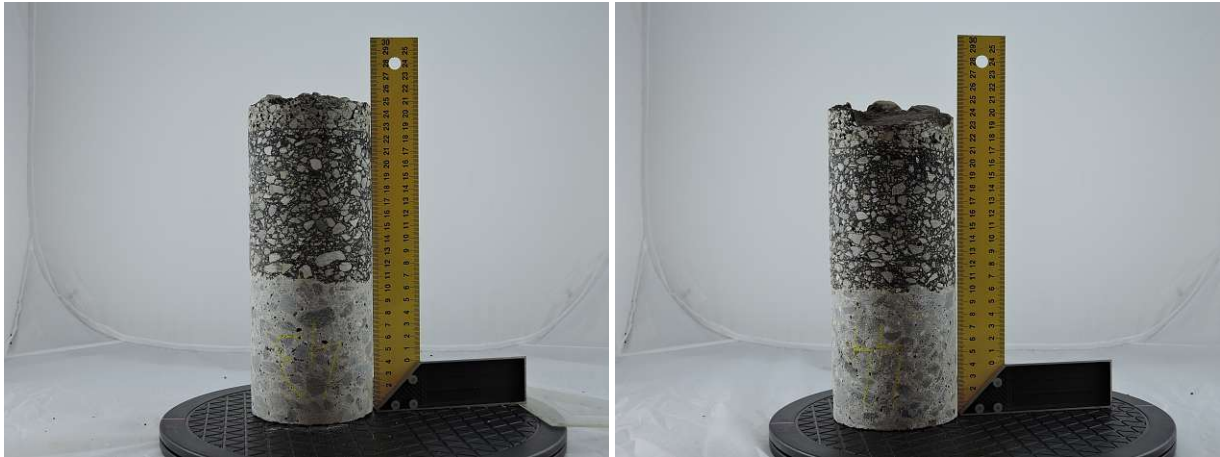


Abb. 7.15: links Probekörper 43; rechts Probekörper 44

7.2 Probekörper nach der Haftzugprüfung



Abb. 7.16: Probekörper 8 normal zur Trennschicht



Abb. 7.17: Probekörper 8 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.18: links Probekörper 9 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 9 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.19: links Probekörper 14 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 14 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.20: links Probekörper 20 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 20 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.21: links Probekörper 32 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 32 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.22: links Probekörper 36 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 36 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.23: links Probekörper 38 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 38 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.24: links Probekörper 41 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 41 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.25: links Probekörper 42 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 42 parallel zur Trennschicht



Abb. 7.26: links Probekörper 44 normal zur Trennschicht; rechts Probekörper 44 parallel zur Trennschicht

7.3 Probekörper nach der Schubverbundprüfung



Abb. 7.27: Probekörper 6



Abb. 7.28: Probekörper 7



Abb. 7.29: links Probekörper 10; rechts Probekörper 11



Abb. 7.30: links Probekörper 12; rechts Probekörper 16



Abb. 7.31: links Probekörper 18; rechts Probekörper 22



Abb. 7.32: links Probekörper 23; rechts Probekörper 24



Abb. 7.33: links Probekörper 25; rechts Probekörper 26



Abb. 7.34: links Probekörper 28; rechts Probekörper 30



Abb. 7.35: links Probekörper 34; rechts Probekörper 37



Abb. 7.36: links Probekörper 39; rechts Probekörper 40

Abbildungsverzeichnis

2.1	Varianten der Whitetopping-Konstruktion (Harrington, 2008)	10
2.2	Rheologisches Verhalten von Asphalt in Abhängigkeit von der Temperatur (Blab, 2001,b)	12
2.3	„Schieben“ der Platten in Längsrichtung (Eger, 2019)	13
2.4	Unbehinderte Verformung einer Betonplatte, bei Erwärmung (links) und bei Abkühlung (rechts), in Längsschnitt (Wistuba et al, 2001)	14
2.5	Einbau von Dübel (Pichottka, 2019)	14
2.6	Aufbau einer Straße die anhand der Whitetopping-Methode saniert wurde	15
2.7	Vergleich der Spannungsverteilungen bei Whitetopping-Konstruktionen ohne und mit Verbund (Eberhardsteiner, et al., 2018)	15
2.8	Darstellung einer Whitetopping-Konstruktion ohne Verbund mit einer zu sanierenden Straße (inkl. Spurrinnen) (ACPA, 1991)	16
2.9	Schematische Sicht der Spannungen im Oberbau unter Einwirkung des Verbundes (Rasmussen et al., 2004)	16
2.10	Darstellung der Problematik bei Schäden in den Bestand bei einer UTW-Konstruktion (Suksawang, N., et al., 2020)	17
2.11	Spurenverteilung bei Längsfugen (Eberhardsteiner, et al., 2018)	19
2.12	abgefräster (links) und bestehender (rechts) Asphalt (Riffel, HeidelbergCement AG)	20
2.13	Schneiden einer Querfuge im Frischbeton	21
2.14	Kammtextur auf fertigen UTW-Belag (Riffel, S.)	21
3.1	Einfluss der Verbundwirkung auf die Spannung an der Betonunterseite (ACPA, 1999a)	25
3.2	Darstellung der Biegezugspannungen an der Unterseite des Betons (Peterson, et al., 1993)	25
3.3	Optimale Oberflächengestaltung („Verfahren zur Oberflächenbehandlung von zu beschichtenden Werkstücken“) entnommen aus (Steigenberger, 1998a)	27
3.4	Anforderungen an einen dauerhaften Verbund Beton-Asphalt (Steigenberger, 1998b)	30
3.5	Schematische Darstellung der Prüfmethode für Schichtenverbund (Raab, et al., 1999)	31
3.6	Schematische Darstellung der Prüfeinrichtung für Scherfestigkeitsprüfungen (ÖNI, 2013)	32
3.7	eingespannter Bohrkern in der Scherverbundprüfmaschine (Labor für Straßenbau der Technischen Universität Wien)	33
3.8	Verlauf Scherspannung-Scherverformung (ÖNI, 2013)	33
3.9	eingespannter Bohrkern in der Haftzugprüfmaschine (Labor für Straßenbau der Technischen Universität Wien)	34

3.10	schematische Darstellung für die Haftzugfestigkeitsprüfung (ÖNI, 2013)	34
3.11	schematische Darstellung der Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung (ÖNI, 2013)	35
3.12	schematische Darstellung der Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (ÖNI, 2013)	36
3.13	Skizze der Keilspaltenmethode Prüfung (ÖNI, 2011)	37
3.14	Kraft-Weg-Diagramm (ÖNI, 2011)	37
4.1	Lageplan der Teststrecke auf der L45, Rohrendorf (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	39
4.2	Zwei verwendete Vliese für die Felder ohne Verbund (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	40
a	Ten Cate polyfelt P50 (PP-Endlosfaservlies mit 500 g/m ²)	40
b	Ten Cate polyfelt PGM B 100/200 (Basalt/Glasfaser-verstärktes Vlies)	40
4.3	Skizze der Teststrecke auf der L45, Rohrendorf (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	41
4.4	Asphaltfahrbahn vor dem Fräsvorgang (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	45
4.5	Gefräste und gereinigte Asphaltfahrbahn (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	45
4.6	Betondeckeneinbau (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	46
4.7	Fertig gestellte Waschbetonoberfläche (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	46
4.8	Bohrkernprobe vor der Haftzugfestigkeitsprüfung	51
4.9	Probekörper mit Stempel nach Versuchsdurchführung bei 0°C	51
a	Probekörper 14, Seitenansicht	51
b	Probekörper 14, Vorderansicht	51
4.10	Graphische Darstellung der Bruchlast bei -10°C	52
4.11	Graphische Darstellung der Bruchlast bei ±0°C	52
4.12	Vergleich der Probekörper mit Stempel nach Versuchsdurchführung bei ±0°C	53
a	Probekörper 32	53
b	Probekörper 38	53
4.13	Vergleich der Probekörper mit Stempel nach Versuchsdurchführung bei -10°C	53
a	Probekörper 20, erfolgreicher Versuch	53
b	Probekörper 44, nicht erfolgreicher Versuch	53
4.14	Graphische Darstellung der Haftzugfestigkeit bei -10°C	54
4.15	Graphische Darstellung der Haftzugfestigkeit bei 0°C	54
4.16	Graphische Darstellung der Haftzugsteifigkeit bei -10°C	55
4.17	Graphische Darstellung der Haftzugsteifigkeit bei 0°C	55
4.18	Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 14 bei 0°C	56
4.19	Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 20 bei -10°C	57
4.20	Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 44 bei -10°C	57
4.21	Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte	62
4.22	Vergleich der drei Probekörper bei Prüftemperatur -10°C	62
a	Probekörper 11	62
b	Probekörper 24	62
c	Probekörper 37	62
4.23	Vergleich der zwei Probekörper bei Prüftemperatur ±0°C	63
a	Probekörper 12	63
b	Probekörper 23	63
4.24	Vergleich der drei Probekörper bei Prüftemperatur 20°C	63
a	Probekörper 16	63

b	Probekörper 18	63
c	Probekörper	63
4.25	Vergleich der zwei Probekörper bei Prüftemperatur 30°C	64
a	Probekörper 22	64
b	Probekörper 25	64
4.26	Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten	65
4.27	Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeiten	65
4.28	Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 11 bei -10°C	66
4.29	Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 43 bei 0°C	67
4.30	Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 16 bei 20°C	67
4.31	Graphische Darstellung des Kraf-Weg-Diagrammes von Probekörper 39 bei 30°C	68
4.32	Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte (Probekörper 28 aus Faserbeton wird in grau dargestellt)	69
4.33	Vergleich der Schubfestigkeiten und -steifigkeiten	70
a	Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten	70
b	Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeiten	70
4.34	Vergleich Kraft-Weg Diagramme	71
a	Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 43 (Waschbeton)	71
b	Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 428 (Faserbeton)	71
4.35	Vergleich der Bruchflächen	71
a	Probekörper 23 (Waschbeton)	71
b	Probekörper 28 (Faserbeton)	71
4.36	Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte (Probekörper 26, 30 und 34 aus Faserbeton werden in grau dargestellt)	72
4.37	Vergleich der Schubfestigkeiten und -steifigkeiten	72
a	Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten	72
b	Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeiten	72
4.38	Vergleich Kraft-Weg Diagramme	73
a	Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 18 (Waschbeton)	73
b	Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 30 (Faserbeton)	73
4.39	Vergleich der Bruchflächen	73
a	Probekörper 18 (Waschbeton)	73
b	Probekörper 30 (Faserbeton)	73
4.40	Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte (Probekörper 6,7 und 8 mit GK 8 werden in grau dargestellt)	74
4.41	Vergleich der Schubfestigkeiten und -steifigkeiten	75
a	Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten	75
b	Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeiten	75
4.42	Vergleich der Bruchflächen	76
a	Probekörper 7 (GK 8)	76
b	Probekörper 18 (GK 22)	76
4.43	Vergleich Kraft-Weg Diagramme	77
a	Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 7 (GK 8)	77
b	Kraft-Weg-Diagramm Probekörper 18 (GK 22)	77
5.1	Eingangsgrößen der Dimensionierungsmethodik für Whitetopping-Aufbauten (Eberhardtsteiner, et al., 2018)	80

5.2	ABAQUS - Modell	82
5.3	FE - Modell	84
5.4	Vergleich der Spannungen der verschiedenen Modellierungsansätze	87
5.5	Vergleich der Lebensdauern der verschiedenen Modellierungsansätze	88
5.6	Zusammengefasster Vergleich der Lebensdauern der verschiedenen Modellierungsansätze	89
7.1	Proberkörper 6	92
7.2	Proberkörper 7	92
7.3	links Proberkörper 8; rechts Proberkörper 9	93
7.4	links Proberkörper 10; rechts Proberkörper 11	93
7.5	links Proberkörper 12; rechts Proberkörper 16	93
7.6	links Proberkörper 18; rechts Proberkörper 20	94
7.7	links Proberkörper 22; rechts Proberkörper 23	94
7.8	links Proberkörper 24; rechts Proberkörper 25	94
7.9	links Proberkörper 26; rechts Proberkörper 28	95
7.10	links Proberkörper 30; rechts Proberkörper 32	95
7.11	links Proberkörper 34; rechts Proberkörper 36	95
7.12	links Proberkörper 37; rechts Proberkörper 38	96
7.13	links Proberkörper 39; rechts Proberkörper 40	96
7.14	links Proberkörper 41; rechts Proberkörper 42	96
7.15	links Proberkörper 43; rechts Proberkörper 44	97
7.16	Proberkörper 8 normal zur Trennschicht	98
7.17	Proberkörper 8 parallel zur Trennschicht	98
7.18	links Proberkörper 9 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 9 parallel zur Trennschicht	99
7.19	links Proberkörper 14 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 14 parallel zur Trennschicht	99
7.20	links Proberkörper 20 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 20 parallel zur Trennschicht	99
7.21	links Proberkörper 32 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 32 parallel zur Trennschicht	100
7.22	links Proberkörper 36 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 36 parallel zur Trennschicht	100
7.23	links Proberkörper 38 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 38 parallel zur Trennschicht	100
7.24	links Proberkörper 41 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 41 parallel zur Trennschicht	101
7.25	links Proberkörper 42 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 42 parallel zur Trennschicht	101
7.26	links Proberkörper 44 normal zur Trennschicht; rechts Proberkörper 44 parallel zur Trennschicht	101
7.27	Proberkörper 6	102
7.28	Proberkörper 7	102
7.29	links Proberkörper 10; rechts Proberkörper 11	103
7.30	links Proberkörper 12; rechts Proberkörper 16	103
7.31	links Proberkörper 18; rechts Proberkörper 22	103
7.32	links Proberkörper 23; rechts Proberkörper 24	104
7.33	links Proberkörper 25; rechts Proberkörper 26	104

7.34	links Probekörper 28; rechts Probekörper 30	104
7.35	links Probekörper 34; rechts Probekörper 37	105
7.36	links Probekörper 39; rechts Probekörper 40	105

Tabellenverzeichnis

2.1	Varianten von Whitetopping-Konstruktionen nach (Rasmussen, et al., 2004) . . .	18
4.1	Mischungsverhältnis der Rezepturen für die Laborversuche (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	43
4.2	Frischbetoneigenschaften der Laborversuche (Eberhardtsteiner, et al., 2020) . . .	43
4.3	Festbetonkennwerte der Laborversuche (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	44
4.4	Zusammensetzung der eingebauten Rezepturen (Eberhardtsteiner, et al., 2020) .	47
4.5	Frischbetoneigenschaften während den Einbau (Eberhardtsteiner, et al., 2020) . .	47
4.6	Festbetonkennwerte nach dem Einbau (Eberhardtsteiner, et al., 2020)	48
4.7	Ergebnis der Haftzugprüfungen	50
4.8	Ergebnis der Schubverbundprüfung	60
4.9	Ergebnis der Schubverbundprüfung (Vergleich der Temperaturen)	61
4.10	Mittelwerte der Kenngrößen	64
4.11	Standardabweichung der Kenngrößen	64
4.12	Ergebnis der Schubverbundprüfung (Vergleich der Betonsorten)	69
4.13	Ergebnis der Schubverbundprüfung (Vergleich der Größtkörner)	74
4.14	Mittelwerte der Kenngrößen	75
4.15	Standardabweichung der Kenngrößen	76
5.1	Temperaturabhängige Schubparameter gemäß Abaqus FEM-Modell	82
5.2	Temperaturabhängige Haftparameter gemäß Abaqus FEM-Modell	83
5.3	Zusammenfassung der Abmessungen der verwendeten Plattengeometrien für die Modellierung	83
5.4	Eingangsgrößen der Materialeigenschaften der FE-Modelle	85
5.5	Vergleich der Spannungen der verschiedenen Modellierungsansätze	86

Literaturverzeichnis

AASHTO. 1993. Guide for Design of Pavement Structures. Washington D.C. : American Association of State and Highway Transportation Officials, 1993.

ACPA - American Concrete Pavement Association. 1999. Ultra-thin Whitetopping, Concrete Information. Skokie, Illinois : ACPA Publication Information Sheet IS100P, 1999.

ACPA - American Concrete Pavement Association. 2003a. Accelerated Pavement Testing to Evaluate UTW Load-Carrying- Capacity. Skokie, Illinois : ACPA Publication Special Report SR002P, 2003a.

ACPA - American Concrete Pavement Association. 1991. Guidelines for Concrete Overlays of Existing Asphalt Pavements (Whitetopping). Arlington Heights, Illinois : American Concrete Pavement Association, 1991. Technical Bulletin, TB-009P.

ACPA - American Concrete Pavement Association. 1991. Guidelines for Concrete Overlays of Existing Asphalt Pavements (Whitetopping). Arlington Heights, Illinois : ACPA, 1991. (Technical Bulletin, TB-009P).

ACPA - American Concrete Pavement Association. 2013. The U.S. Experience with Ultra-Thin Whitetopping. 2013.

ACPA - American Concrete Pavement Association. 1999. Ultra-thin Whitetopping, Concrete Information. Skokie, Illinois : ACPA Publication Information Sheet IS100P, 1999.

Blab, Ronald. 2001. Analytische Methoden zur Modellierung der Verformungseigenschaften flexibler Fahrbahnaufbauten, Habilitationsschrift an der Fakultät für Bauingenieurwesen, Mitteilungen des Instituts für Straßenbau und Straßenerhaltung, Heft 11, Technische Universität - Wien, 2001a.

Blab, Ronald. 2001.: Ermüdungs- und Verformungsverhalten von Asphalten, Gestrata Journal, 22.Jg. Heft 90, Wien, 2001b.

Buchta, M. 2007. Mechanische und bruchmechanische Bewertung von Grenzflächen zwischen angefrästen und neuen Asphaltschichten . Wien, : Fakultät für Physik, Institut für Festkörpermechanik, Technische Univesität Wien, 2007.

CAC - Cement Association of Canada. 2000. It´s Black and White. 2000.

CAC - Cement Association of Canada. June 2002. Other Ontario UTW Projects. s.l. : OGRA Milestone Magazine,, June 2002.

Caestecker C., T. Lonneux und F. Haemels. 2001. UTW: Test Section at Vilvoorde on the R22 in Belgium, Proceedings 7th International Conference on Concrete Pavements, Volume 2, S. 857-869, Orlando, Florida, 2001.

Dimitrov, M., et al. 2018. Eine ewige Verbindung? - Zum Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau. s.l. : GESTRATA, 2018.

Eberhardsteiner, Lukas, et al. 2018. Projektbericht "EcoRoads - Nachhaltige Betonstraßen". Wien : Technische Universität Wien - Institut für Verkehrswissenschaften -Forschungsbereich Straßenwesen, SmartMinerals GmbH, floGeco -Umweltmanagement, 2018.

Eberhardsteiner, Lukas, et al. 2020. Projektbericht zum zweiten Forschungsjahr "EcoRoads - Nachhaltige Betonstraßen". Wien : Technische Universität Wien - Institut für Verkehrswissenschaften -Forschungsbereich Straßenwesen, SmartMinerals GmbH, floGeco -Umweltmanagement, 2018.

Eger, Martin H.P. 2019. Untersuchung von nachträglich erzeugten Endbereichen an Betonfahrbahnen unter Berücksichtigung der Reibungsverhältnisse auf unterschiedlichen Tragschichten. München : s.n., Juli 2019.

Eid, Jochen A. 2011. Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt. München : s.n., Oktober 2011.

Eisenmann , Josef und Neumann , Uwe. 1993. Auswirkungen von Verbundstörungen auf die Spurrinnenbildung. München, Deutschland : Forschungsbericht Nr. 1444. Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München, 1993.

FGSV - Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe. 1985. Asphaltstraßen: Merkblatt über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt, Köln, 1985.

FSV. 2016. RVS 03.08.63 - Oberbaubemessung. Wien, Österreich : Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene- Verkehr, 2016.

FSV. 2011. RVS 08.17.02: Deckenherstellung. Wien : s.n., 2011.

FSV. 2016. RVS 13.01.51: Betonstraßen - Betondeckenerhaltung. 2016.

Gestrata – Gesellschaft zur Pflege der Straßenbautechnik mit Asphalt. 1991. Gestrata Asphalthandbuch, Wien, 1991.

Grove J.D., E.J. Engle und B.J. Skinner. 1996 Bond Enhancement Techniques for PCC Whitetopping, Project HR-341; Final Report for Iowa Highway Research Board; Nov. 1996.

Harrington, Dale. 2008. Guide to Concrete Overlays. Sustainable Solutions for Resurfacing and Rehabilitating Existing Pavements. s.l., Ames, Iowa : National Concrete Pavement Technology Center, 2008. 2.

HeidelbergCEMENT Group. 2015. Whitetopping - Die schnelle Instandsetzungsmaßnahme. Heidelberg : HeidelbergCEMENT Group;, 2015.

Litzka, J. und Weninger-Vycudil, A. 2011. Baulicher Erhaltungsbedarf für die Landestraßen Österreichs. Studie für die österreichischen Landesstraßenverwaltungen. Perchtoldsdorf (unveröffentlicht) : s.n., 2011.

Noda E., Y.-J. Kong und Y. Kasahara. 1998. Fundamental Study on Bonded Ultra-Thin Whitetopping, Maintenance and Rehabilitation, 8th International Symposium on Concrete Roads, S 67-76, Lisbon, Portugal, 1998.

Olubanwo, A.O. 2013. Optimum design for sustainable green bonded concrete overlays: failure due to shear and delamination. UK : Department of Civil Engineering, Architecture and Building in collaboration with Aggregate Industries, Coventry University, 2013.

ÖNI. 1997. ÖNORM B 3639-1: Schubverbund von Asphaltsschichten. 1997. 01.07.1997.

ÖNI. 2007. ÖNORM B 4710-1: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität. 2007.

— **2011.** ÖNORM B 3592 - Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen. [Hrsg.] ON. s.l. : Österreichisches Normungsinstitut, 2011. 01.09.2011.

— **2013.** ÖNORM EN 12697-48 - Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt - Teil 48: Schichtenverbund. Wien : Österreichisches Normungsinstitut, 2013.

Petersson, Ö. und J., Silfwerbrand. April 1993. Thin concrete overlays on old Asphalt Roads. Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA : 5th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, April 1993. Bd. Volume 2.

Petersson, Ö. und Silfwerbrand , J. 20.-22. April 1993. Thin concrete overlays on old asphalt roads. Purdue University, West Lafayette : 5th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, 20.-22. April 1993. Volume 2 .

Peyerl, Martin. 2012. Bruchmechanische und stereoskopische Charakterisierung von Interfaces zementgebundener Werkstoffe . Wien : s.n., 2012.

Peyerl, Martin, et al. 2016. Aktuelles zu Betonstrassen und zur Verkehrsinfrastruktur - update 44. Stadtverkehrsflächen – Optimierter Beton für den innerstädtischen Bereich. 2016. Januar.

Pichotka, S. 2019. Vermeidung von Imperfektionen im Betonstraßenbau. Potsdam : s.n., Februar 2019.

Pottier, J.M. 2004. New economical structures made of thin composite whitetopping. Istanbul : Proceedings 9th International Symposium on Concrete Roads, 2004.

Prinesdoma, Petra. 2006. Whitetopping - Anwendung von Verbundweißbeschichtungen zur Instandsetzung von Asphaltbefestigungen. Wien : s.n., Juni 2006.

Raab, Christiane und Partl, Manfred N. 1999. Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbundes von Asphaltbelägen. Dübendorf : Forschungsauftrag 12/94 auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, 1999. (EMPA, Nr. 157259).

Rasmussen, Robert Otto und Rozycki, Dan K. 2004. Thin and ultra-thin whitetopping. A synthesis of highway practice. Washington D.C. : NCHRP Synthesis 338, Transportation Research Board, 2004.

Riffel, S. Whitetopping – eine unkonventionelle Sanierungsmethode für Asphaltstraßen? - HeidelbergCement AG. Talheim, Deutschland

Risser R.J., S.P. LaHue, G.F. Voigt und J.W. Mack. 1993. Ultra-Thin Concrete Overlays on Existing Asphalt Pavement, Proceedings 5th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Volume 2, S. 247-254, Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA, 1993.

Sheehan, M. J., Tarr, S. M. und Tayabji, S. D. 2004. Instrumentation and Field Testing of Thin Whitetopping Pavements in Colorado und Revision of the Existing Colorado Thin Whitetopping Design Procedure. Denver, Colorado : Final Report, CDOT-DTD-R-2004-12, Colorado Department of Transportation, 2004.

Sheehan, M.J., S.M. Tarr, and S.D. Tayabji,. 2004. Instrumentation and Field Testing of Thin Whitetopping Pavement in Colorado and Revision of the Existing Colorado Thin Whitetopping Procedure. Columbia : Construction Technology Laboratories, 2004.

Silfwerbrand , J. 2004. The Philosophy of Whitetoppings. Istanbul : Proceedings 9th International Symposium on Concrete Roads, 2004.

Sommer H. 1984 Imprägnierungen und Zementgebundene Beschichtungen im Straßen- und Brückenbau, Zement und Beton, S 92-96, Heft 3/1984.

Sprinkel, M.M. und C. , Ozyldirim. 2001. Evaluation of Hydraulic Cement Overlays placed on three Pavements in Virginia. Orlando, Florida : Proceedings 7th International Conference on Concrete Pavements, 2001. Volume 2.

Steigenberger, J. 1998a. Über das Verbundverhalten von Beton auf Asphalt. Wien : Dissertation der Technisch- Naturwissenschaftlichen Fakultät, Technische Universität - Wien, 1998a.

Steigenberger, J. 1998b. Verbunddecke für Staubereiche. Wien : Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, 1998b.

Suksawang, N., et al. 2020. Using post-cracking strength to determine flexural capacity of ultra-thin whitetopping (UTW) pavements. Construction and Building Materials. 2020.

Sutanto, M.H. 2010. Assessment of bond between asphalt layers. Nottingham : University of Nottingham , 2010.

Tschegg E., W. Zirkmunda und S. Tschegg-Stanzl. 1994. Improvement of the Adherence between Old and New Concrete Road Constructions – Procedures and Testing Method, Proceedings 7th International Symposium on Concrete Roads, Sessions 2,3, S. 51-56, Vienna, 1994.

Verhoeven K. und Y. Vancraeynest. 1994 Thin Fiber Reinforced Concrete Overlays and Inlays, 7th International Symposium on Concrete Roads, Papers section 2/3, S 57- 63, Wien, 1994.

Velske S.,H. Mentlein und P. Eymann. 2002. Straßenbautechnik, Werner-Verlag, Düsseldorf, 2002.

Vollbracht A., H. Eifert, O. Hersel und W. Knopp. 1995. Straßenbau heute, Betondecken, Schriftenreihe der Bauberatung Zement, Bundesverband der Deutschen Zementindustrie, Beton-Verlag, Köln, 1995.

Wagner, 2019. Untersuchung zum Schichtenverbund bei Straßenaufbauten in Whitetopping Bauweise. Wien : s.n., November 2019.

Wistuba M., J. Litzka und R. Blab. 2001. Klimakenngrößen für den Straßenoberbau in Österreich, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Straßenforschung, Heft 507, 2001.

Wellner, F. und Ascher, M. 2007. Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkung auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Dresden : s.n., 2007.

Wellner, F. und Wistuba, M. 2016. Zyklische Scherfestigkeits- und Scherermüdungsprüfung zur Bewertung und Optimierung des Schichtenverbundes in Straßenbefestigungen aus Asphalt. Dresden, Deutschland : Schlussbericht AiF-Projekt-Nr. 17634, 2016.

www.whitetopping.com

Wu C. und S. Tayabji. 2001a. UTW Pavement Repair Demonstration, Research Reports & Findings, Falls Church, VA, 2001a.