

Einfluss viskositäts- verändernder Zusätze auf den Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 131

bast

Einfluss viskositäts- verändernder Zusätze auf den Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe

von

Martin Radenberg
Michael Gehrke

Ruhr-Universität Bochum
Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
Lehrstuhl Verkehrswegebau

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 131

bast

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

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

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

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

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

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

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST)** zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BAST-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt FE 07.0246/2011/AGB:

Einfluss viskositätsverändernder Zusätze auf den Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe

Fachbetreuung

Franz Bommert

Herausgeber

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

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

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

ISSN 0943-9323

ISBN 978-3-95606-447-0

Bergisch Gladbach, April 2019

Kurzfassung – Abstract

Einfluss viskositätsverändernder Zusätze auf den Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe

Der Zeitraum zwischen Herstellung und Verkehrsfreigabe einer Asphaltdeckschicht beträgt nach ZTV Asphalt-StB 07 wenigstens 24 Stunden. Durch den stetig wachsenden Zeitdruck wird diese Zeitspanne – oftmals als Sonderbauweise beispielsweise unter Verwendung viskositätsverändernder Zusätze – immer häufiger unterschritten. Die so verkürzten Zeitspannen sind jedoch weitestgehend willkürlich. Daher wurden im Rahmen dieses Forschungsprojektes drei Verfahren zur Bestimmung des frühestmöglichen Zeitpunktes der Verkehrsfreigabe nach dem Asphalteinbau erprobt: der PVE-Tester, das modifizierte leichte Fallgewichtsgeschoss (mod. LFGG) und der Impulshammer.

Mit dem PVE-Tester wird die Asphaltflächen statisch be- und im Anschluss entlastet. Die irreversible Eindringtiefe am Ende der Entlastungsphase ist ebenso wie die irreversible Eindringtiefe, die nach fünf Belastungsschlägen mit dem mod. LFGG als bleibende Deformation verbleibt, ein relativ präzises Maß für die Verformungsbeständigkeit des Asphalts. Mit beiden Geräten werden die Asphalte sehr ähnlich bewertet. Die mittels Impulshammer in situ gemessene mechanische Impedanz wies dagegen eine nicht ausreichende Präzision auf und ist mit der hier verwendeten Prüfanordnung für den vorgesehenen Zweck nicht geeignet.

Auswirkungen unterschiedlicher Asphaltkomponenten wie abweichende Kornzusammensetzungen oder der Einfluss viskositätsverändernder Bindemittelzusätze sind aufgrund der Präzisionen der Messgeräte nur als Tendenz aber nicht quantitativ festzustellen.

Mit dem PVE-Tester und dem mod. LFGG konnten erste Anhaltswerte für eine frühestmögliche Verkehrsfreigabe in situ bestimmt werden. Nach einer weitergehenden Konkretisierung und Absicherung dieser Anhaltswerte wäre nach den Erfahrungen aus diesem FE-Projekt zukünftig bei zahlreichen Baumaßnahmen eine Verkehrsfreigabe nach weniger als 24 Stunden möglich.

Influence of temperature reducing additives on the date of reopening of asphalt-layers to traffic

The time period between paving and reopening to traffic of an asphalt site according to ZTV Asphalt-StB 07 is at least 24 hours. Due to continuously growing time pressure, this time span is undershot more and more frequently – often as a special construction method, for example the applying of temperature reduced bitumen. However, the time spans that are abbreviated are most widely arbitrary by now. Therefore, three methods for the determination of the earliest date for a reopening to traffic after paving were tested within this research project: the PVE-Tester, the modified light falling weight device (mod. LFGG) and the impact hammer.

By using the PVE-Tester, the asphalt surface is statically stressed and subsequently unloaded. The irreversible penetration at the end of the relief phase is a relatively precise measurement for the deformation resistance of asphalt, just like the irreversible penetration which can be measured as the deformation after five immediate sequenced load impacts in one position with the mod. LFGG. The mechanical impedance measured with the impact hammer in situ, showed a not sufficient precision and is not suitable with the used test set-up for the provided purpose.

Impacts of varying asphalt components like differing grain compositions or the influence of temperature reduced binders are determined as a tendency but not quantitative, due to the precision of the measurement devices.

First reference values for an earliest reopening to traffic were determined, with the PVE-Tester and the mod. LFGG. After a further concretization and validation of these reference values, an acceleration of the construction sites would be possible on numerous future projects.

Inhalt

1	Einleitung und Problemstellung	7	4.2.2	Durchführung der Untersuchungen	21
2	Zielsetzung	7	4.3	Ergänzende Messung der Griffigkeit und der Oberflächentextur	25
3	Theoretische Grundlagen und Stand der Kenntnisse	8	5	Versuchsergebnisse	25
3.1	Bitumeneigenschaften	8	5.1	Ergebnisse der Bindemitteluntersuchungen	25
3.1.1	Thermoviskoses Verhalten	8	5.2	Definition der Ergebnisse der drei Messverfahren	26
3.1.2	Zeitabhängiges Verformungsverhalten	9	5.3	Ergebnisse der Messungen im Labor	27
3.2	Asphaltverhalten	9	5.3.1	Präzision der Labormessungen	27
3.2.1	Zusammenhang zwischen Bitumen- und Asphalteigenschaften	9	5.3.2	Versuchsergebnisse bei unterschiedlicher Temperierung	28
3.2.2	Einbau und Verdichtung von Asphalt	9	5.3.3	Versuchsergebnisse mit dem PVE-Tester	29
3.2.3	Abkühlverhalten nach dem Einbau	10	5.3.4	Versuchsergebnisse mit dem mod. LFGG.	31
3.3	Modifizierung von Bitumen und Asphalt mit viskositätsverändernden Zusätzen	11	5.3.5	Versuchsergebnisse mit dem Impulshammer	33
3.4	Möglichkeiten zur Beurteilung des Verformungswiderstandes von Asphalt im Labor	13	5.4	Ergebnisse der Messungen in situ	35
3.4.1	Spurbildung	13	5.4.1	Versuchsergebnisse mit dem PVE-Tester	35
3.4.2	Druckschwellversuche	13	5.4.2	Versuchsergebnisse mit dem mod. LFGG.	38
3.5	Möglichkeiten zur Beurteilung des Verformungswiderstandes von Asphalt in situ	13	5.4.3	Versuchsergebnisse mit dem Impulshammer	40
3.5.1	Messverfahren zur Beurteilung der Steifigkeit im Gebrauchszustand	13	5.5	Griffigkeit und Oberflächentextur bei den Baumaßnahmen D4* und D5*	43
3.5.2	Messverfahren zur Beurteilung der Steifigkeit vor Verkehrsfreigabe	14	6	Bewertung	43
4	Beschreibung der Versuche	17	6.1	Präzision der Messverfahren und Wahl der bewertungsrelevanten Kennwerte	43
4.1	Laboruntersuchungen	17	6.2	Asphaltuntersuchungen im Labor	44
4.1.1	Auswahl und Zusammensetzung der Asphaltvarianten	17	6.2.1	Einfluss des Temperaturgradienten	44
4.1.2	Asphalt(platten)herstellung	18	6.2.2	Einfluss der Wachsadditive auf die Asphaltsteifigkeit	45
4.1.3	Asphaltuntersuchungen	19	6.2.3	Vergleich der Asphaltarten	48
4.1.4	Bindemitteluntersuchungen	21			
4.2	Untersuchungen in situ	21			
4.2.1	Auswahl der Versuchsstrecken	21			

6.2.4	Einfluss der Unterlage auf die Messergebnisse	49
6.3	Asphaltuntersuchungen in situ	50
6.3.1	Handhabung der Prüfgeräte in situ	50
6.3.2	Mögliche Richtwerte für eine Verkehrsfreigabe	51
6.3.3	Beurteilung der Verformungs- beständigkeit in situ	51
6.3.4	Einfluss der Asphaltkomponenten auf die Verformungsbeständigkeit	54
6.3.5	Auswirkungen der Verkehrsfreigabe auf die Oberflächeneigenschaften	54
7	Zusammenfassung	54
	Literatur	56
	Bilder	59
	Tabellen	63
	Anhang	65

1 Einleitung und Problemstellung

Bei sachgerechtem Einbau ungebundener Schichten des Ober- und Unterbaus entstehen Spurrinnen in der Fahrbahn hauptsächlich durch Gefügeumlagerungen in der Asphaltbefestigung. Aufgrund des thermoviskosen Verhaltens des Bitumens ist die Spurbildungsneigung folglich vor allem bei höheren Asphalttemperaturen zu erwarten. Gemäß den [ZTV Asphalt-StB, 2007] beträgt daher die minimale Zeitspanne zwischen dem Einbau und der Verkehrsfreigabe von Straßenbaumaßnahmen in Asphaltbauweise 24 Stunden sofern nur die Deckschicht eingebaut wurde (36 Stunden beim Einbau mehrerer Schichten). Derart lange Zeitspannen lassen sich bei vielen Baumaßnahmen aus verkehrspolitischen Gründen oft nicht einhalten. Da jedoch bislang kein Verfahren zur Überprüfung eines ausreichenden Verformungswiderstandes in situ existiert, ist die Einhaltung der Fristen nach den [ZTV Asphalt-StB, 2007] für die am Bau Beteiligten notwendig, um Schadenersatzansprüche zu vermeiden. Grundsätzlich scheint durch den Einfluss unterschiedlicher Faktoren bei vielen Baumaßnahmen eine kürzere Auskühlungszeit möglich zu sein. Beispielsweise ein verformungsbeständiges Korngerüst, niedrige Asphalt- oder Umgebungstemperaturen oder der Einsatz viskositätsverändernder Additive ermöglichen zahlreiche Praxiserfahrungen nach einer früheren schadlosen Befahrbarkeit der Asphaltdeckschicht.

Aufgrund der Erfahrungen aus der Baupraxis werden die erwähnten viskositätsverändernden Additive in den letzten Jahren bei Sonderbaumaßnahmen (z. B. Start- und Landebahnen) mit dem Ziel einer früheren Verkehrsfreigabe eingesetzt. Dies rechtfertigen theoretisch die rheologischen Eigenschaften des modifizierten Bindemittels, während es am Asphalt – vor allem in situ – bislang nicht nachgewiesen werden konnte.

Unterschiedlich wirkende Messgeräte bieten die Möglichkeit, die verschiedenen Verformungsmechanismen des Asphalts anzusprechen. Diese Verfahren sind jedoch bislang wenig erprobt und liefern somit keine belastbaren Werte und können aufgrund des geringen Erfahrungshintergrundes nicht zur Bestimmung des Zeitpunkts der Verkehrsfreigabe genutzt werden.

2 Zielsetzung

Anerkannte In-situ-Messverfahren zur Beurteilung der Asphaltsteifigkeit während der Abkühlung existieren bislang nicht. Daher ist das Ziel des Forschungsprojektes, die verformungsrelevanten Kennwerte von frisch eingebauten Asphaltdeckschichten zu bestimmen, um hieraus geeignete Kennwerte zur Beurteilung der Möglichkeit zur Verkehrsfreigabe abzuleiten. Zu diesem Zweck stehen drei Messgeräte zur Verfügung, die im Vorfeld des Forschungsvorhabens entwickelt, bisher jedoch wenig erprobt wurden:

- der PVE-Tester, mit dem die plastischen, viskosen und elastischen Verformungsanteile unter statischer Auflast ermittelt werden,
- das modifizierte Leichte Fallgewichtsgeschütz (mod. LFGG), mit dem die reversiblen und irreversiblen Deformationen unter einer dynamischen Belastung bestimmt werden,
- der Impulshammer, mit dem anhand des gemessenen Widerstandes gegen Schwingungen (mechanische Impedanz) eine Bewertung der Asphaltsteifigkeit möglich ist.

Mit allen drei Verfahren sind im Labormaßstab grundsätzliche Erkenntnisse zu den Messverfahren, deren Anwendung und Auswertung sowie die Auswirkungen unterschiedlicher Asphaltkonzepte auf die Messergebnisse zu erarbeiten.

Als Grundlage für alle weiteren Untersuchungen sind im Labor zunächst realitätsgetreue Lagerungs- und Temperierungsbedingungen der Asphaltproben zu ermitteln. In situ ist die Praktikabilität der Messverfahren unter Baustellenbedingungen zu erproben. Durch entsprechende Anwendungshinweise ist eine praxistaugliche und zu präzisen und differenzierbaren Ergebnissen führende Beschreibung der Messverfahren zu formulieren.

Auf Basis der zahlreichen, vor allem im Labor stets unter identischen Rahmenbedingungen bestimmten Messergebnisse, werden die Möglichkeiten zur Auswertung analysiert. Dabei sind aus den Messergebnissen die Kennwerte zu bestimmen, die die stets von der Temperatur und der Zusammensetzung abhängige Verformungsbeständigkeit deutlich abgrenzbar und präzise charakterisieren.

Im Baustelleneinsatz ist die Übertragbarkeit der Laborergebnisse und die Praxistauglichkeit der Geräte zu erproben. Zudem sind in situ durch Referenzmessungen erste Anhaltswerte für eine zur Verkehrsfreigabe ausreichende Asphaltsteifigkeit zu bestimmen.

Anhand der Labor- und der In-situ-Messungen sind für die drei Messverfahren gegebenenfalls in Abhängigkeit von der Asphaltart oder der Zusammensetzung individuelle Anhaltswerte zur Bestimmung des Zeitpunkts der frühestmöglichen Verkehrsfreigabe zu fixieren. Dazu tragen auch Referenzwerte bei, die an bestehenden Asphaltbefestigungen unter sehr warmen Wetterbedingungen bestimmt wurden. Diese Referenzwerte geben Messgrößen eines unter typischen Gebrauchsbedingungen wenig steifen, jedoch für das Befahren ausreichend verformungsbeständigen Asphalts vor.

Gezielt soll in dem Forschungsvorhaben der Einfluss viskositätsverändernder Zusätze auf den Zeitpunkt der frühestmöglichen Verkehrsfreigabe untersucht werden. Vor allem im Labor, aber auch anhand von Baumaßnahmen sind die Zeitpunkte der Freigabe verschiedener Asphalte zu analysieren, die sich lediglich durch die Anwendung viskositätsverändernder Zusätze voneinander unterscheiden.

3 Theoretische Grundlagen und Stand der Kenntnisse

3.1 Bitumeneigenschaften

Die charakteristischen Asphalteigenschaften, und damit die Verarbeitbarkeit und das Verhalten während der Abkühlung bis zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe, werden entscheidend von der Rheologie des Bindemittels beeinflusst. Daher wird in Kapitel 3.1 zunächst auf die Eigenschaften des Bitumens eingegangen.

3.1.1 Thermoviskoses Verhalten

In dem für den Asphaltstraßenbau relevanten Temperaturbereich zwischen -20 und $+200$ °C sind die Eigenschaften des Bitumens stark temperaturabhängig. Die Steifigkeit nicht modifizierten Bitumens nimmt während der Abkühlung stetig zu. Gleichzeitig bewirkt die Zunahme der festen Phase des Bitumens (Asphaltene) im Verhältnis zur flüssigen

Phase (Maltene) den kontinuierlichen Aufbau elastischen Materialverhaltens. In der Anschauung des Bitumens als Kolloidsystem bewirkt, gemäß [ZENKE, 1990], die Zunahme des Asphaltgehalts innerhalb der Maltenphase eine Erhöhung des Verformungswiderstandes durch die gegenseitige Behinderung der Asphaltbewegungen. Die Elastizität des Bitumens wird ebenfalls durch die gegenseitige Behinderung der Asphaltbewegungen verursacht, die bei einer dichten Anordnung während ihrer Bewegung deformiert werden. Die aufgebrachte Deformationsenergie wird in den Asphaltene gespeichert und teilweise nach der Entlastung in Form einer elastischen Rückverformung wieder abgebaut. Diese Zunahme des elastischen zugunsten des viskosen Verformungsanteils wird rheologisch durch die Reduzierung des Phasenwinkels während der Abkühlung ausgedrückt (Bild 1).

Durch die beschriebenen Eigenschaften fließt das Bitumen bei Temperaturen oberhalb von 100 °C mit einer geringen Viskosität und zudem ohne elastische Verformungsanteile. Verformungswiderstand

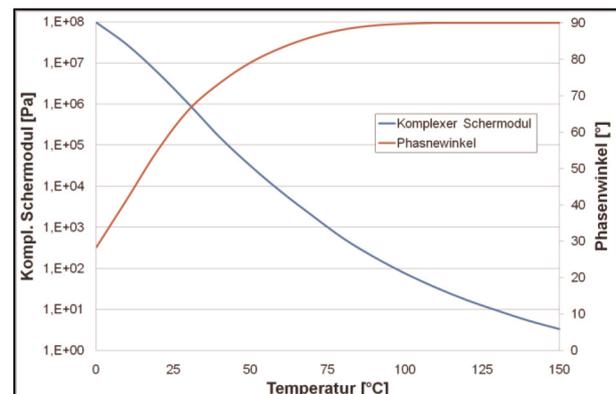


Bild 1: Typische Funktionsverläufe des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels bei nicht modifiziertem Bitumen in Abhängigkeit von der Temperatur

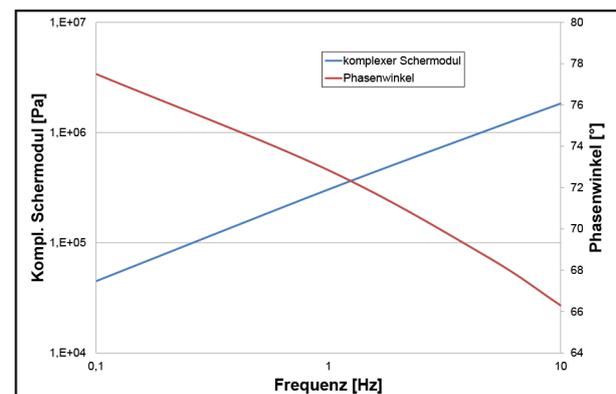


Bild 2: Typische Funktionsverläufe des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels bei nicht modifiziertem Bitumen in Abhängigkeit von der Frequenz

und die elastischen Anteile dieser geringer werden. Den Deformationen nehmen während der Abkühlung kontinuierlich zu, bis das Bitumen bei Kälte sehr hart und spröde auf Beanspruchungen reagiert.

3.1.2 Zeitabhängiges Verformungsverhalten

Charakteristisch für das Verhalten des Baustoffs Bitumen ist neben der Temperatur- auch die Belastungszeitabhängigkeit. Bei kurzen Belastungen, beziehungsweise wie in Bild 2 dargestellt bei hohen Frequenzen, erfolgt nur eine geringe Verformung. Durch das Fließen des Bitumens, also der kontinuierlichen Bewegung der Asphaltene in der Maltphase, nehmen die Verformungen mit der Belastungszeit zu. Die Bindemittelsteifigkeit (komplexer Schermodul in Bild 2), die als das Verhältnis zwischen Last und Verformung definiert ist, nimmt mit der Belastungszeit folglich ab.

Bei allen nicht modifizierten – wie auch bei den meisten modifizierten – Bitumen ist mit einer belastungszeit- beziehungsweise frequenzabhängigen Reduzierung der Materialsteifigkeit eine Zunahme des viskosen Fließens, also des Phasenwinkels (Bild 2), verbunden. In dem von ZENKE beschriebenen kolloidalen Aufbau des Bitumens können sich die durch die Verformung des Bitumens deformierten Asphaltene während einer längeren aufgezwungenen Verformung entspannen, wodurch die Elastizität abnimmt.

3.2 Asphaltverhalten

Das Verformungsverhalten des Asphalts wird durch die mechanischen Eigenschaften seiner Komponenten sowie deren Zusammenwirken bestimmt. Die Gesteinskörnungen reagieren auf Belastungen weitestgehend temperatur- und zeitunabhängig: das Einzelkorn elastisch und das Haufwerk vieler Körner teils elastisch, teils plastisch. Das Bitumen weist gemäß Kapitel 3.1 dagegen ein temperatur- und belastungszeitabhängiges viskoelastisches Verhalten auf.

3.2.1 Zusammenhang zwischen Bitumen- und Asphalteeigenschaften

Entsprechend der Bitumeneigenschaften reagiert der Asphalt steif und elastisch bis spröde bei Kälte und kurzen Belastungen und mit zunehmender Wärme und Belastungsdauer verstärkend viskos fließend bis hin zu nahezu rein plastisch bei sehr hohen Temperaturen.

Bei der Asphaltherstellung und -verarbeitung weist dieser einen geringen zu plastischen Verformungen führenden Widerstand auf. In der Abkühlungsphase nehmen die Steifigkeit und die Elastizität des Asphalts kontinuierlich zu. [KIEHNE, 2007] hat in diesem Zusammenhang für die rechnerische Dimensionierung von Asphaltbefestigungen gemäß [RDO-Asphalt, 2009] repräsentative, mit abnehmender Temperatur zunehmende Asphaltsteifigkeiten bestimmt (Bild 3). Um Schäden wie etwa durch seitliches Aufwölben infolge Schubverformung entstehende Spurrinnen zu minimieren, muss die Bindemittelsteifigkeit dem Asphalt auch bei hohen Gebrauchstemperaturen, beziehungsweise zum Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe ausreichende Verformungsbeständigkeit verleihen. Hohe statische Lasten verursachen dabei, entsprechend den Ausführungen in Kapitel 3.1 zum Bitumenverhalten, die größten Deformationen im Asphalt.

Die Bindemittel- und damit verbunden die Asphaltsteifigkeit sollten so gewählt werden, dass bei normalen Gebrauchstemperaturen keine mit der Temperatur in Verbindung stehenden Schäden zu erwarten sind. Bei sehr niedrigen Temperaturen können die Bindemittleigenschaften dagegen ein sprödes Asphaltverhalten verursachen.

3.2.2 Einbau und Verdichtung von Asphalt

Beim Einbau von Asphalt muss die Viskosität des Bindemittels – in Abhängigkeit von der zusammensetzungsbedingten Verarbeitbarkeit des Asphalts – ein ausreichendes Verschieben zwischen den einzelnen Gesteinskörnern ermöglichen. [HUTSCHENREUTHER, WÖRNER, 2010] geben dazu eine Äquiviskositätsspanne für das Bindemittel von 2.000 bis 10.000 mm²/s vor. Für Herstellung und Einbau geben die [TL Asphalt-StB, 2007] bindemittel-

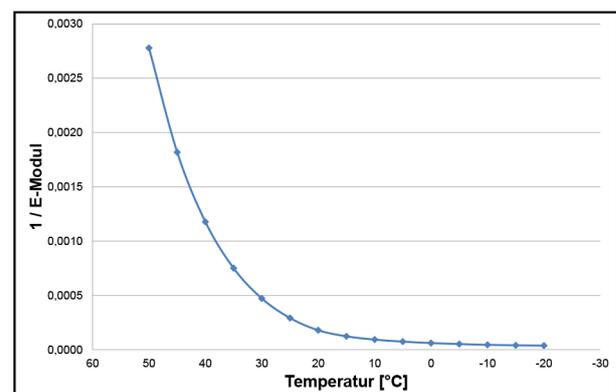


Bild 3: Kehrwert des E-Moduls in Abhängigkeit von der Temperatur für eine Asphaltdeckschicht nach [KIEHNE]

tel- und asphaltartenabhängige Solltemperaturen für Walzasphalt von 130 bis 195 °C vor. Die exakte Temperierung innerhalb dieser gegebenen Grenzwerte erfolgt in Abhängigkeit von den Eigenschaften des jeweiligen Mischguts und den Wetterbedingungen während des Einbaus [M VA, 2005].

Mit der Vorverdichtung an der Bohle des Fertigers beginnend, wird unmittelbar nach dem Einbau durch den Walzeneinsatz der vorgegebene Verdichtungsgrad angestrebt. Neben anderen Kriterien wird die Wahl der Walzen in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur so vorgenommen, dass möglichst zwischen 80 und 90 °C der angestrebte Verdichtungsgrad erreicht wird (vgl. Bild 4). Schäden wie Kornzertrümmerung oder Walzrisse sollen so vermieden werden [MILSTER, et al., 2007]. Durch das Erreichen der optimalen Raumdichte bevor die Viskosität des Bindemittels eine schadenfreie Volumenzunahme des Asphalts verhindert, wird eine Nachverdichtung infolge der Verkehrsbelastung weitestgehend vermieden [M VA, 2005].

3.2.3 Abkühlverhalten nach dem Einbau

Nach dem Einbau kühlt der Asphalt während der Verdichtung und im Anschluss daran bis zum Erreichen der Umgebungstemperatur weiter ab. Eine physikalisch detaillierte Erfassung des Abkühlungsprozesses einschließlich der mathematischen Beschreibung war in der Vergangenheit bereits das Thema zahlreicher Forschungsvorhaben. Zur Bestimmung der Parameter für diese Berechnungen wurden Untersuchungen zur Abhängigkeit zwischen dem Wärmeleitkoeffizienten bzw. der Wärmekapazität und der Zusammensetzung des Asphalts durchgeführt. [SCHULTE, 1984] fasst aus zahlreichen Veröffentlichungen neben den Wärmeleitfähig-

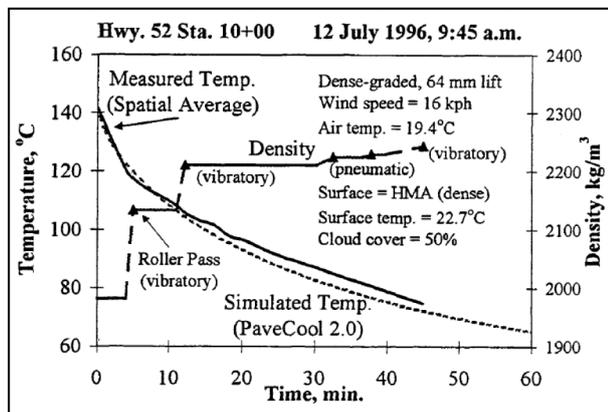


Bild 4: Beispielhafte Entwicklung der Asphalttemperatur und -dichte während der Verdichtung [CHADBOURN, et al., 1998]

keiten der einzelnen Komponenten Ergebnisse von Untersuchungen an Asphalten wie folgt zusammen: Grundsätzlich ist die spezifische Wärmekapazität bei Bitumen kleiner und der Wärmeleitkoeffizient höher als bei Gesteinskörnungen. Neben Einflüssen durch beispielsweise die Dichte, Art und Temperatur der Gesteinskörnungen selbst wird die Wärmeleitfähigkeit von Gesteins-Haufwerken entscheidend vom Hohlraumgehalt und der vorhandenen Feuchtigkeit beeinflusst. Während die eingeschlossene Luft die Wärmeleitfähigkeit des Haufwerks reduziert, leiten feuchte Gesteinskörnungsgemische die Wärme besser als trockene. Die Grundsätze dieser Erkenntnisse lassen sich auch auf den Asphalt übertragen. [BOSSEMEYER, 1968] stellt in seinen Untersuchungen das gleichzeitige Anwachsen der Wärmeleitzahl und der Dichte fest, was [KUCERA, 1974] inhaltlich durch die Korrelation zwischen Hohlraumgehalt und Wärmeleitzahl bestätigt. Dies führt zu einer schnelleren Abkühlung dichter Asphalte, dem allerdings die größere gespeicherte Wärme dichter Medien entgegenwirkt.

Neben den zuvor beschriebenen inneren Einflüssen auf die Abkühlrate haben die in Bild 6 dargestellten äußeren Einflüsse eine noch wesentlich größere Bedeutung. Die Außentemperatur und damit

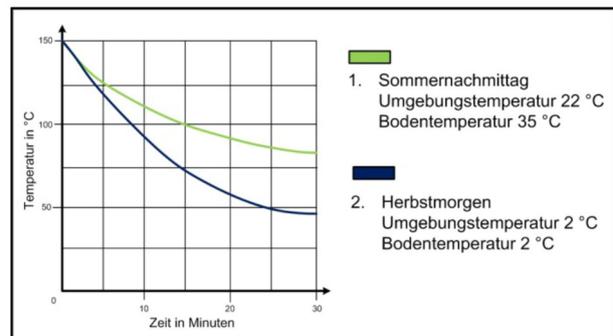


Bild 5: Abkühlgeschwindigkeit einer 4 cm dicken Asphalttschicht bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen [BUCHTA, NIEVELT, 2005]

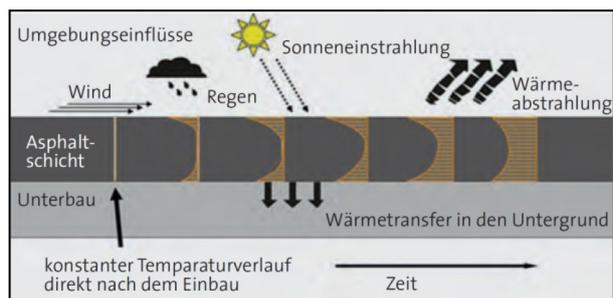


Bild 6: Abkühlleinflüsse auf die Asphaltkerntemperatur [HORN et al., 2011]

verbunden die Temperatur der überbauten Binder- bzw. Tragschicht beeinflussen die Abkühlrate der Unterseite der eingebauten Schicht entscheidend. An heißen Sommertagen oder noch stärker beim direkten Überbauen beispielsweise bei der Kompaktbauweise kühlt die Unterseite nur sehr langsam ab. Eine wesentlich schnellere Abkühlung der Unterseite ist dagegen an kalten Tagen und besonders beim Überbauen feuchter Unterlagen festzustellen. [SCHELLENBERGER, 1997] verdeutlicht dies durch eine Beispielrechnung, wonach ein 1 mm dicker Wasserfilm auf der Unterlage die Temperatur der unteren Zone des Asphalts unmittelbar um 29 °C reduziert. Neben der Außentemperatur und möglicher Feuchtigkeit aus Niederschlag beeinflusst der Wind den Wärmeaustausch und damit die Abkühlungsrate der Oberfläche entscheidend. Nach [KREBS, BÖLLINGER, 1981] ist die Wärmeleitfähigkeit bei Windstille sehr gering, steigt aber bereits bei geringen Windgeschwindigkeiten deutlich an. In Bild 5 sind beispielhaft die Abkühlgeschwindigkeiten einer Asphaltdeckschicht bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen abgebildet.

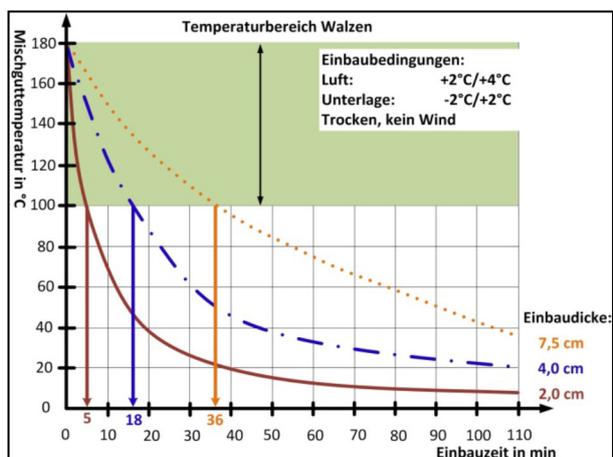


Bild 7: Abkühlung von verschiedenen dicken Asphaltlagen [HUTSCHENREUTHER, WÖRNER, 2010]

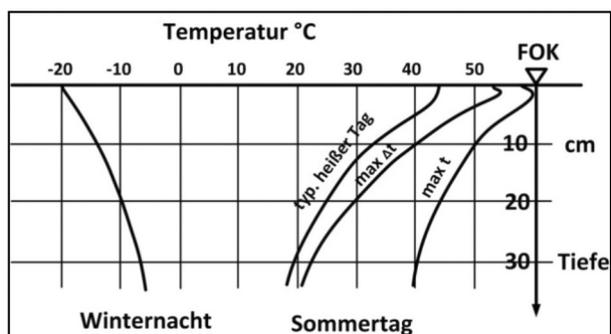


Bild 8: Temperaturverteilung im Straßenoberbau [VELSKE, et al., 2009]

Durch den Wärmetransport von frisch eingebautem Asphalt an die Umgebung, ist die Kerntemperatur während der Abkühlung in der Regel deutlich höher als die Temperaturen an der Ober- und der Unterseite (Bild 6). Erst zum Ende der Abkühlung stellt sich wieder ein thermisches Gleichgewicht in der Schicht ein.

Die Abkühlrate hängt neben den zuvor beschriebenen Einflussfaktoren von der Schichtdicke ab. Die größere Masse bezogen auf die gleichbleibende Abkühlfläche (Oberfläche und Unterlage) bewirkt bei größerer Schichtdicke eine langsamere Abkühlung. Die unterschiedlichen Abkühlraten verschieden dicker Asphaltdecken sind in Bild 7 qualitativ dargestellt.

Aus Bild 7 geht hervor, dass beispielsweise die Asphalttemperatur von 4 cm dicken Schichten an kalten Tagen bereits nach etwa 45 Minuten 40 °C beträgt. Diese Temperatur wird an heißen Sommertagen in Asphaltdecken deutlich übertroffen (Bild 8), ohne dass es dann zwangsläufig zu einer schadhafte Verformung des Asphalts kommt. Daraus sind jedoch keine direkten Rückschlüsse auf die Möglichkeit zu einer schadenfreien Verkehrsfreigabe zu ziehen.

Den Untersuchungen von ARAND und ZANDER zufolge können trotz identischer Messtemperatur unterschiedliche Asphaltsteifigkeiten vorliegen. [ARAND, 1998] leitet hieraus einen Hysterese-Effekt ab, wodurch die Viskosität des Bitumens trotz identischer Temperatur während der Abkühlung geringer ist als während der Erwärmung. Zudem beschreibt [ZANDER, 2004] einen Einfluss der Abkühlgeschwindigkeit auf die Verformungsbeständigkeit des Asphalts. Demnach sind langsam abgekühlte Asphaltproben trotz identischer Temperatur wesentlich verformungsbeständiger als schnell abgekühlte. ZANDER begründet die verschiedenen Asphalteigenschaften bei identischen Temperaturen unmittelbar mit der unterschiedlichen Bindemittelviskosität.

3.3 Modifizierung von Bitumen und Asphalt mit viskositätsverändernden Zusätzen

Die in Deutschland gebräuchlichen und daher im [M TA, 2011] klassifizierten Zusätze zur Temperaturabsenkung von Asphalt werden in zwei Gruppen unterteilt: mineralische und organische Additive. Beide Zusätze bewirken eine Reduzierung des Verarbei-

tungswiderstandes von Asphalt und ermöglichen somit eine Verbesserung der Verarbeitbarkeit oder ein Absenken der Einbau- und Verdichtungstemperaturen.

Als mineralische Additive zur Reduzierung des Verarbeitungswiderstandes von Asphalt werden synthetisch hergestellte Zeolithe eingesetzt. Diese Natrium-Aluminium-Silikate enthalten etwa 21 M.% gebundenes Kristallwasser, was sie ab einer Temperatur von etwa 100 °C langsam abgeben. Bei der Asphaltherstellung geben die Zeolithe durch den Kontakt mit den heißen Asphaltkomponenten das gespeicherte Wasser als dispersen Wasserdampf an das Bitumen ab, wodurch das Bitumen aufschäumt. Die mit dem Aufschäumen verbundene Volumenzunahme bewirkt eine Reduzierung der Bindemittelviskosität und damit des Verarbeitungswiderstandes des Asphalts [BARTHEL, et al., 2004]. Während der Abkühlung kondensieren die Dampfblasen, wodurch das Bindemittel wieder seine natürlichen Eigenschaften erhält [MANSFELD, et al., 2009]. Die Gebrauchseigenschaften des Asphalts werden durch den Einsatz der mineralischen Zusätze nicht verändert.

Als organische Additive werden verschiedene Wachse eingesetzt. Im [M TA, 2011] werden mit dem Amidwachs, dem Fischer-Tropsch-Wachs sowie zwei unterschiedlich aufbereiteten Montanwachsen vier in Deutschland gebräuchliche Additive beschrieben. Diese Wachse werden vor der Asphaltherstellung dem Bitumen beigemischt, wodurch lagerbeständige, wachsmodifizierte Bindemittel entstehen.

Die Wirkungsprinzipien der Wachse in den Bindemitteln sind prinzipiell identisch: Oberhalb ihres

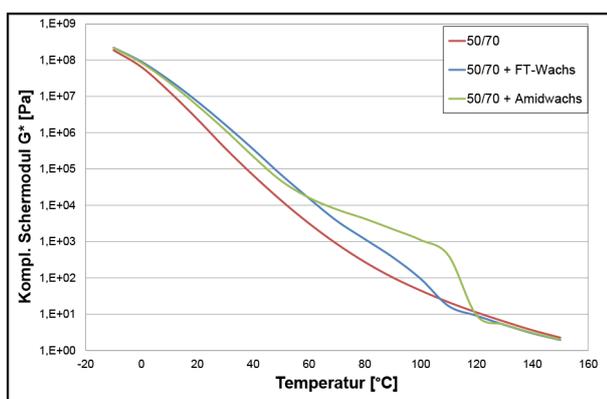


Bild 9: Temperaturabhängige komplexe Schermoduln nicht modifizierter und viskositätsveränderter Bindemittel, gemessen bei einer stufenweisen Erwärmung [RADENBERG, GEHRKE, 2012]

Schmelzpunktes reduzieren sie aufgrund ihrer niedrigen Viskosität die Viskosität des Bindemittelgemisches. Signifikante Unterschiede in der viskositätsenkenden Wirkung der gebräuchlichen Wachse können nicht festgestellt werden (Bild 9). Durch die Kristallisation der Wachse nimmt die Bindemittelviskosität während der Abkühlung bei der gegebenenfalls von den Bindemittelleigenschaften abhängigen Erstarrungstemperatur des jeweiligen Wachses sprunghaft zu. Bild 9 ist anhand des komplexen Schermoduls der modifizierten Bindemittel neben der abweichenden Erstarrungstemperatur die unterschiedliche Ausprägung der versteifenden Wirkung der verschiedenen Wachse zu entnehmen.

Die Erfahrungen aus dem praktischen Umgang mit temperaturabgesenktem Asphalt zeigen, dass die Reduzierung des Verarbeitungswiderstandes größer als die Reduzierung der Bindemittelviskosität ist. Daher werden in [MANSFELD, et al., 2009] mit 120 bis 140 °C gegenüber den [TL Asphalt-StB, 2007] deutlich niedrigere Einbautemperaturen für temperaturabgesenkte Asphalte empfohlen. [HANZ et al., 2010] begründen die stärker ausgeprägte Wirkung im Asphalt mit einem durch die Wachse verbesserten Schmierverhalten des Bitumens, ohne dies nachweisen zu können.

Abweichend von den praktischen Erfahrungen konnte die viskositätssenkende Wirkung der verschiedenen Zusätze in Laboruntersuchungen bislang nur teilweise bestätigt werden. [WAGNER, 2010] stellt bei der Untersuchung von Gussasphalten bei einem Wachs eine minimal, bei einem anderen Wachs dagegen eine deutliche Reduzierung des Verarbeitungswiderstandes fest. Bei Temperaturdifferenzen von maximal 60 °C misst er identische Drehmomente. Die Verdichtbarkeit von Walzasphalt beurteilt WAGNER anhand der Marshallverdichtung: Dabei stellt er nur bei einem von drei Zusätzen eine tendenzielle Verbesserung der Verdichtbarkeit fest. [RENKEN, 2012] stellt überdies weder bei labortechnisch hergestellten noch bei im großtechnischen Maßstab auf der Baustelle produziertem Walzasphalt einen signifikanten Unterschied durch die Verwendung von organischen Zusätzen fest. Die Erhöhung der Bindemittelsteifigkeit im oberen Gebrauchstemperaturbereich wird von RENKEN und WAGNER prinzipiell auch am Asphalt bestätigt. RENKEN stellt zudem bei der Verwendung polymermodifizierter Bitumen einen wesentlich geringeren Einfluss der organischen Zusätze fest.

3.4 Möglichkeiten zur Beurteilung des Verformungswiderstandes von Asphalt im Labor

In den [TL Asphalt-StB, 2007] werden ausschließlich Anforderungen an die Zusammensetzung der Walzasphalte gestellt. Bindemittelgehalt und sorte sowie die Korngrößenverteilung und ausgewählte Eigenschaften der verwendeten Gesteinskörnungen sind einzuhalten. Als einzige Asphalteigenschaft sind vorgegebene Hohlraumgehalte nachzuweisen. Grenzwerte an Verarbeitungs- oder Gebrauchseigenschaften werden nicht gestellt; lediglich bei einigen Sorten ist die proportionale Spurrinnentiefe informativ anzugeben. Eine Performance-orientierte Bewertung des Asphalts ist durch eine physikalisch möglichst exakte Übertragung der Belastungen und des Materialverhaltens in das Labor möglich. Zur Analyse der Verformungsbeständigkeit von Walzasphalten bei Wärme werden daher bei einigen Baumaßnahmen Spurbildungstests oder Druckschwellversuche gefordert.

3.4.1 Spurbildungsversuch

Seit Inkrafttreten der [DIN EN 12697-22, 2004] werden die Spurbildungsversuche vermehrt mit Gummireifen im Luftbad durchgeführt. Die Durchführung des Versuchs gemäß [TP Asphalt-StB, Teil Spurbildungsversuch, 1997] mit Stahlrad im Wasserbad kommt dagegen immer weniger zum Einsatz.

Die wiederholte rollende Belastung des Rades simuliert die Belastung der Fahrbahnoberfläche und soll dadurch ein praxisrelevantes Maß für die Verformungsbeständigkeit des Asphalts bei hohen Temperaturen unter Verkehrsbelastung liefern. [STEINAUER, SCHARNIGG, 2007] stellen in ihren Untersuchungen jedoch fest, dass die Spurbildungsversuche teilweise keine klaren Aufschlüsse über die tatsächliche Verformungsbeständigkeit der Asphalte liefern.

3.4.2 Druckschwellversuche

Der einaxiale Druckschwellversuch wird nach [DIN EN 12697, Teil 25/A, 2005] an einer zylindrischen Probe mit 150 mm Durchmesser durchgeführt. Der im Zentrum des Probekörpers aufzusetzende Stempel hat einen Durchmesser von 100 mm. Bei dem einaxialen Druckschwellversuch nach [TP Asphalt-StB, Teil 25/B1, 2010] werden Probezylinder mit einem Durchmesser von 100 mm dagegen vollflächig belastet, ohne dass die Querdehnung von

dem äußeren, vertikal nicht beanspruchten Asphalt behindert wird. Zudem unterscheiden sich die Belastungsfunktionen der beiden Versuche. Nach [DIN EN 12697, Teil 25/A, 2005] werden die Probekörper einem eine Sekunde anhaltenden zyklischen Blockimpuls ausgesetzt, der jeweils von einer Lastpause (1 Sekunde) unterbrochen wird. Der 0,2 Sekunden dauernde haversinenförmige Impuls nach [TP Asphalt-StB 25/B1, 2010] wird dagegen jeweils von einer 1,5 Sekunden andauernden Lastpause unterbrochen.

In [STEINAUER, SCHARNIGG, 2007] stellen die Autoren eine unzureichende Differenzierbarkeit unterschiedlich verformungsbeständiger Asphaltbetone bei Prüfungen nach [DIN EN 12697, Teil 25/A, 2005] fest. Aufgrund der höheren Oberspannungen während der Versuche wird eine Asphaltbeurteilung anhand der [TP Asphalt-StB, Teil 25/B1, 2010] von STEINAUER, SCHARNIGG bei den in Deutschland eingesetzten Asphalten als aussagekräftiger angesehen.

Trotz der guten Nachbildung des in der Realität vorkommenden dreidimensionalen Spannungszustandes in der Straßenbefestigung stellen STEINAUER, SCHARNIGG auch bei dem Triaxialversuch keine befriedigende Differenzierung der Asphalte fest.

3.5 Möglichkeiten zur Beurteilung des Verformungswiderstandes von Asphalt in situ

3.5.1 Messverfahren zur Beurteilung der Steifigkeit im Gebrauchszustand

Im [AP 33/A, 1994] werden unter anderem zwei in Deutschland gebräuchliche Messverfahren zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Straßen beschrieben: Der Benkelman-Balken und das Falling Weight Deflectometer (FWD). Mit dem Benkelman-Balken wird die Einsenkmulde eines LKW-Zwillingsreifens (50 kN) im Vergleich zu der unbelasteten Referenzhöhe der untersuchten Stelle bestimmt. Da die Trägheitskräfte der Messsysteme und der Straßenbefestigung vernachlässigbar sind, wird der Benkelman-Balken als quasistatisch definiert. Bei dem dynamisch wirkenden FWD wird die Oberfläche durch ein Fallgewicht mit einem impulsartigen Kraftstoß belastet. Die dynamische Einsenkung (Deflexionsmulde) unter dem Fallgewicht sowie in der unmittelbaren Umgebung (maximal 2.400 mm) wird durch Geophone gemessen.

Auf Basis der aufgetragenen Belastungen und der gemessenen Deformationen sowie den Schichtdicken, der erwarteten E-Moduln und Angaben zum Schichtenverbund existieren Ansätze zur iterativen Berechnung der Asphalt-Steifigkeiten. Die dafür zur Anwendung kommende Mehrschichtentheorie beruht auf zahlreichen in der Realität nicht zutreffenden Idealisierungen, wie beispielsweise linearelastischem Verhalten, Homogenität, Isotropie und unendliche horizontale Ausdehnung jeder Schicht. Aufgrund der Idealisierungen und des iterativen Vorgehens stellen die berechneten Steifigkeiten jedoch nur Annahmen dar. [RIEDL; et al., 2009] stellen daher in ihren Untersuchungen mehrdeutige Ergebnisse bzw. identische Messergebnisse trotz unterschiedlicher Asphaltsteifigkeiten fest.

3.5.2 Messverfahren zur Beurteilung der Steifigkeit vor Verkehrsfreigabe

Zur Beurteilung der Steifigkeit frisch eingebauten Asphalts in der Abkühlungsphase existieren drei unterschiedliche Ansätze. Neben den beiden dynamischen Messverfahren mit dem modifizierten Leichten Fallgewichtsgesetz und dem Impulshammer handelt es sich dabei um den statisch wirkenden PVE-Tester.

PVE-Tester

Der PVE-Tester wurde am Lehrstuhl für Verkehrswegebau der Ruhr-Universität Bochum entwickelt. Die Hauptbestandteile dieses Prüfgerätes sind eine untere biegesteife Grundplatte, die über zwei Säulen mit der oberen Traverse verbunden ist (Bild 10). In den Schwerpunkten der Traverse und der Grundplatte befinden sich Linienkugellager, durch die eine mit dem unter der Grundplatte befindlichen Belastungsstempel verbundene, vertikale Führungsstange verläuft. Über eine an der Führungsstange angebrachte Kreisplatte kann die Führungsstange und damit auch der Prüfstempel mit den Gewichten belastet werden. Zur Entlastung des Prüfstempels können die Gewichte über eine hydraulische Hebevorrichtung von der Kreisplatte entfernt werden. In diesem Zustand wird das Gewicht über die Hebevorrichtung in die Grundplatte und von dort über die drei an den Rändern der Grundplatte angeordneten Standfüße in den Untergrund abgeleitet (Bild 10) [PAWLIK, 2009].

Mit einer statischen Auflast von 102,5 kg auf eine runde Stempelfläche von 40 mm Durchmesser wird eine Flächenpressung von 0,8 N/mm² erzeugt. Dies

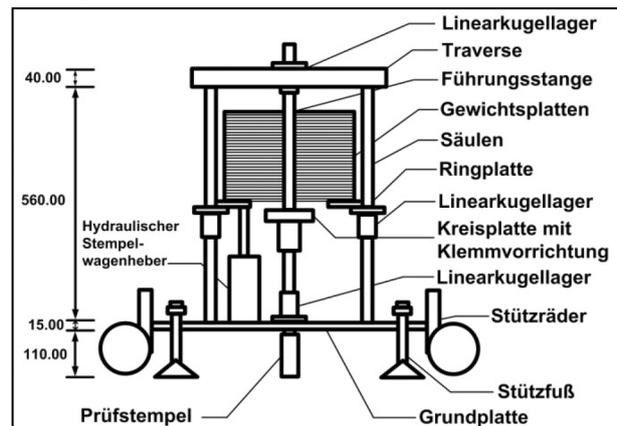


Bild 10: Schematische Darstellung des PVE-Testers [PAWLIK, 2009]

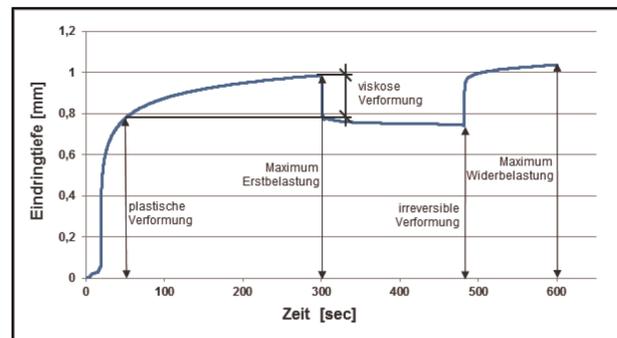


Bild 11: Exemplarische Darstellung der Versuchsergebnisse mit Einteilung in die Verformungsanteile [KERN, 2011]

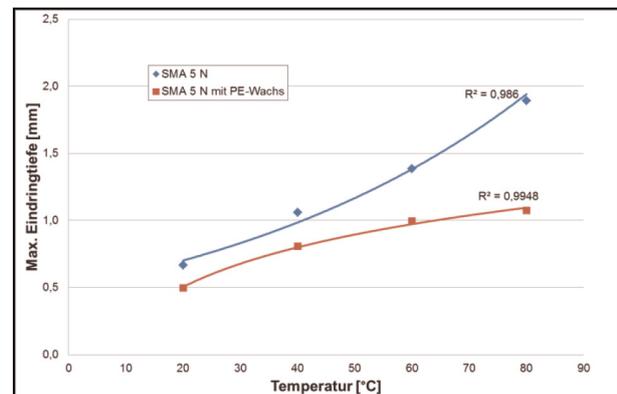


Bild 12: Temperaturabhängige Verformung von Splittmastixasphalt mit und ohne Wachsmodifikation [KERN, 2011]

entspricht dem in Deutschland maximal zulässigen Reifeninnendruck.

Vor dem eigentlichen Versuchsbeginn wird eine Vorlast bestehend aus dem Eigengewicht des Stempels und der Führungsstange (ca. 5 kg) aufgebracht. Dadurch wird ein ebenes und kraftschlüssiges Aufliegen des gelenkig gelagerten Stempels auf der Asphaltoberfläche sichergestellt. Die volle Auflast wird zu Versuchsbeginn aufgebracht und für 300 Sekunden

den gehalten. Auf diese Belastungs- folgt eine Entlastungsphase von 180 Sekunden Dauer. In dieser Zeitspanne wird die Masse der Gewichte über die Standfüße abgeleitet. Die dritte Phase ist eine erneute Belastungsphase. Während der abschließenden Belastungsphase (120 Sekunden) beträgt die Flächenpressung erneut $0,8 \text{ N/mm}^2$ (Bild 11) [PA-WLIK, 2009].

Durch das vorgegebene Be- bzw. Entlastungsche- ma können die unterschiedlichen rheologischen Verformungsanteile (plastisch, viskos, elastisch) des Asphalts gezielt angesprochen werden. Die Tangente an den Funktionsverlauf am Ende der Erstbelastung, verbunden mit der Ordinate des Zeit/Eindringtiefe-Diagramms (Bild 11), also dem Beginn der Erstbelastung, ergibt als Differenz der Eindringtiefe zu Versuchsbeginn und am Ende der Erstbelastung den viskosen Verformungsanteil. Der elastische Verformungsanteil wird als die Differenz zwischen der Gesamtverformung und irreversiblen Verformung am Ende der Entlastungsphase definiert. Die Differenz zwischen der irreversiblen Verformung am Ende der Entlastungsphase und dem viskosen Verformungsanteil stellt wiederum den plastischen Verformungsanteil dar.

Bei Untersuchungen an Asphaltplatten im Labor stellte [KERN, 2011] einen eindeutigen Zusammen-

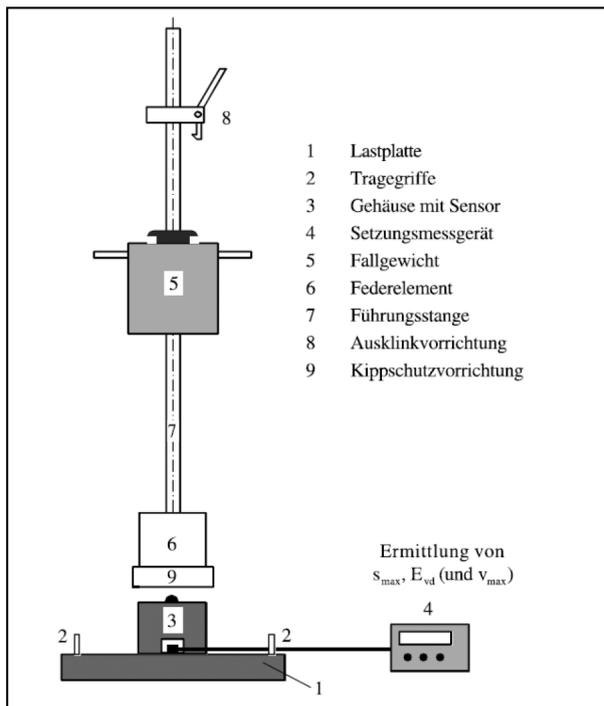


Bild 13: Schematische Darstellung des Leichten Fallgewichtsgeräts [TP BF-StB Teil B 8.3]

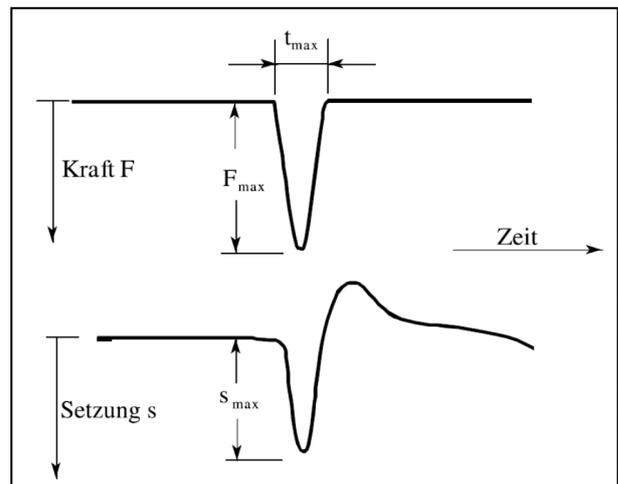


Bild 14: Prinzipskizze zum zeitlichen Verlauf der Kraft und der Setzung bei Stoßbelastung mit dem Leichten Fallgewichtsgerät [TP BF-StB Teil B 8.3]

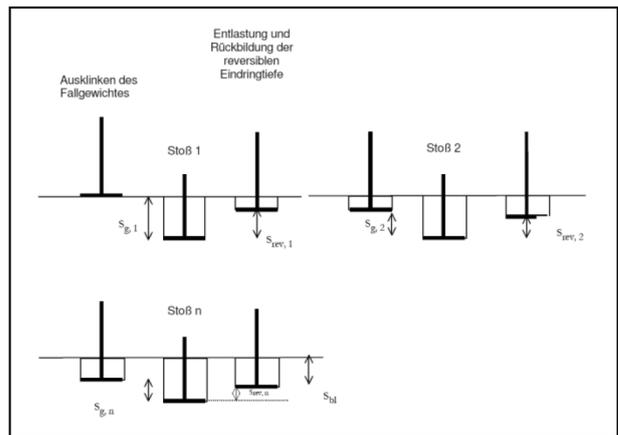


Bild 15: Ermittlung der Gesamteindringtiefe und der bleibenden Eindringtiefe [EHRHARDT, 2007]

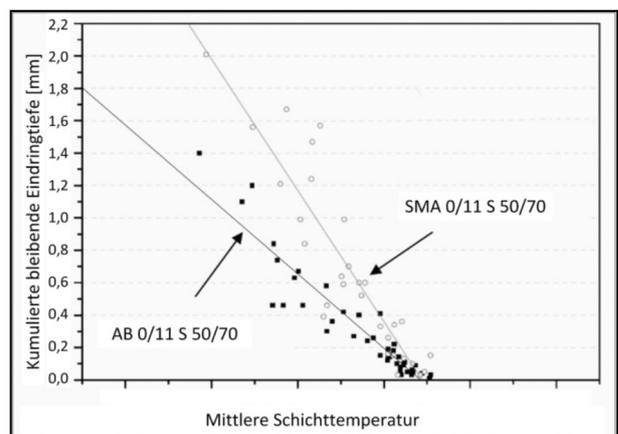


Bild 16: Vergleich der bleibenden Eindringtiefen, AB 0/11S mit Bitumen 50/70 und SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70 [EHRHARDT, 2007]

hang zwischen der Asphalttemperatur und der irreversiblen Verformung der Probe fest. Zudem zeigten die Untersuchungen den Einfluss eines stark

wirkenden organischen Additivs. Bild 12 ist zwischen 40 und 80 °C der mit steigender Temperatur anwachsende versteifende Einfluss des Additivs zu entnehmen.

Modifiziertes Leichtes Fallgewichtsgerät (mod. LFGG)

In Kooperation mit dem Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig wurde das modifizierte Leichte Fallgewichtsgerät (mod. LFGG) von der Firma ZORN Instruments entwickelt. Der Grundaufbau dieses Gerätes entspricht einem Leichten Fallgewichtsgerät nach [TP BF-StB Teil B 8.3, 2003] (Bild 13).

Zur Verwendung als Asphaltprüfgerät wurden die Lastplatte und die Auswertesoftware modifiziert. In der Mitte der Lastplatte ist eine runde Öffnung einschließlich vertikaler, ebenfalls runder Führung eingelassen. In dieser Führung wird der Belastungsstempel (Durchmesser 50 mm) bei der Messung gehalten. Die umgebende Grundplatte fungiert darüber hinaus als Referenz für die Höhenmessung der bleibenden Verformung. Die Belastung erfolgt durch das an der Führungsstange befestigte 10 kg schwere Fallgewicht. In Kombination mit einer zwischen Führungsstange und Prüfstempel angebrachten Feder erzeugt das Auftreffen des Fallgewichts eine 17 ms andauernde Stoßkraft von 7,07 kN und damit eine kurzzeitige Flächenpressung von 3,6 N/mm² [WEINGART, 2003].

Während der Einwirkung der Kraft zeichnet ein Sensor innerhalb des Prüfstempels die Beschleunigung desselben auf. Durch eine einfache Integration wird aus dem Beschleunigungsimpuls die Geschwindigkeit und durch eine weitere Integration daraus die Relativbewegung des Stempels berechnet. Aus der Relativbewegung wird die zeitabhängige Setzungslinie ermittelt (Bild 14), wodurch die maximale auftretende, dynamische Setzung bekannt ist. Neben der dynamischen Setzung wird die bleibende Verformung ermittelt. Ein Wegaufnehmer misst dazu die Relativbewegung zwischen dem Prüfstempel und der als Referenz dienenden Lastplatte.

Jede Messung besteht aus mehreren unmittelbar aufeinander folgenden Laststößen an einer Position, wobei stets die reversible und die irreversible Setzung erfasst werden (Bild 15). Setzungen, die aufgrund von verschmutztem oder unebenem Untergrund während des ersten Stoßes auftreten kön-

nen, können dadurch identifiziert und entsprechend berücksichtigt werden.

[EHRHARDT, 2007] hat in seinen Untersuchungen zur Verkehrsfreigabe ein modifiziertes Leichtes Fallgewichtsgerät mit einem 50-mm-Durchmesser-Stempel und einem 15 kg schweren Fallgewicht verwendet. Dabei stellt EHRHARDT fest, dass die bleibende Eindringtiefe, also die irreversible Verformung, während der Abkühlung kontinuierlich abnimmt und bei einer bestimmten, asphaltspezifischen Temperatur den Wert null annimmt (Bild 16). Diesen Zustand definiert er als den Übergang vom überwiegend viskosen zum überwiegend elastischen Stoffverhalten, wodurch er ein Kriterium für die Verkehrsfreigabe definiert.

Impulshammer

Das Messsystem des Impulshammers besteht aus dem Impulshammer selbst, einem Beschleunigungsaufnehmer und einem Rechner zur Datenerfassung und -verarbeitung. Durch das Fallen des Hammers auf die Oberfläche wird der Prüfkörper zu Schwingungen angeregt. Das Material des Hammerkopfes ist dabei so beschaffen, dass ein kurzer harter Impuls entsteht, der aus einer Überlagerung vieler Sinusschwingungen unterschiedlicher Frequenzen zusammengesetzt ist. Während jedes Stoßes wird durch den Hammer die Kraft des Erregersignals und durch den Beschleunigungsaufnehmer die Systemantwort des Probekörpers erfasst (Bild 17).

Das Erregersignal des Hammers und das Antwortsignal des Beschleunigungsaufnehmers werden mittels EDV in einer Übertragungsfunktion (Quotienten aus Antwort- und Erregersignal) zusammengefasst. Auf Basis der Übertragungsfunktion wird die frequenzabhängige mechanische Impedanz Z_m (physikalische Größe für den Widerstand, der der Schwingungsausbreitung in dem Probekörper entgegengesetzt wird) des Probekörpers berechnet. Mathematisch wird die Impedanz als Quotient aus Kraft und Geschwindigkeit erfasst [DISYNET, 2012].

Zur Identifizierung möglicher Fehler in den Messungen aufgrund beispielsweise unsauber ausgeführten Hammerstößen, Inhomogenitäten im Asphalt oder Fremdsignalen ist der Probekörper mehrmals anzuregen. Da in der Praxis stets Unterschiede zwischen den Intensitäten der einzelnen Stöße bestehen, wird für alle Frequenzen die lineare Abhängigkeit zwischen Erreger- und Antwortsignal überprüft. Fehler in den Messungen liegen vor, wenn die Line-

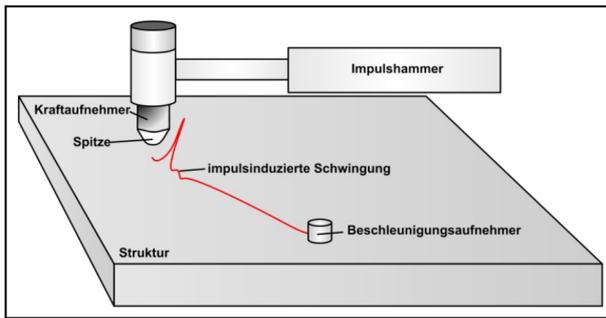


Bild 17: Impulshammer mit externen Beschleunigungsmesser [DISYNET, 2012]

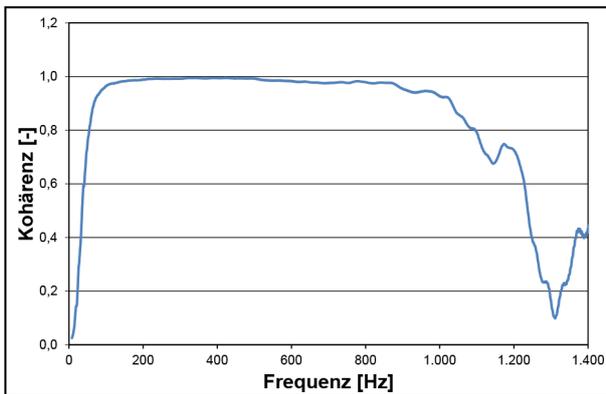


Bild 18: Frequenzabhängige Kohärenzfunktion

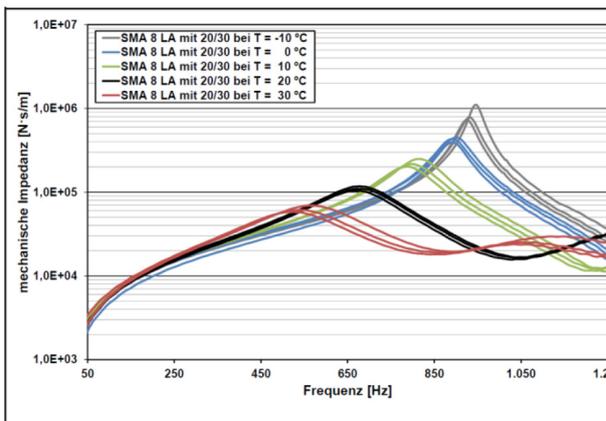


Bild 19: Frequenz- und temperaturabhängige Mechanische Impedanz eines SMA 8 LA [GOGOLIN, 2012]

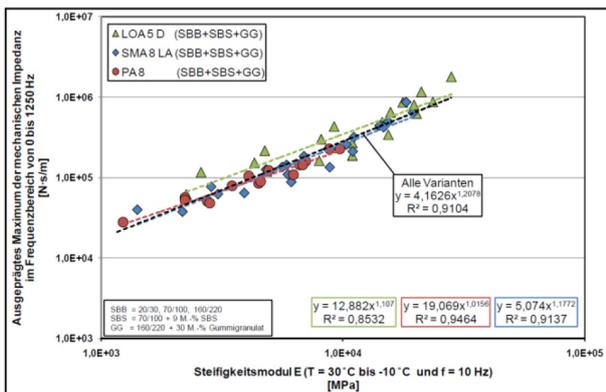


Bild 20: Zusammenhang zwischen dem Steifigkeitsmodul und dem ausgeprägtem Maximum der mechanischen Impedanz für alle Asphaltvarianten [GOGOLIN, 2012]

arität aller Messwerte oder die Linearität bei einzelnen Frequenzen nicht gegeben ist. Veranschaulicht wird dies anhand der Kohärenzfunktion (Bild 18). Nimmt die Kohärenz einen Wert nahe 1 an, ist die Wahrscheinlichkeit einer korrekt ermittelten mechanischen Impedanz bei dieser Frequenz hoch. Je geringer die Kohärenz ist, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit eines fehlerhaften Messergebnisses.

Die in Bild 18 wiedergegebene geringe Kohärenz bei niedrigen Frequenzen wird unter anderem dadurch verursacht, dass die unterschiedlichen Intensitäten der einzelnen Stöße die mechanische Impedanz niedriger Frequenzen beeinflussen. Die geringe Kohärenz bei hohen Frequenzen ist dagegen durch den Impulshammer selbst zu begründen: Der Impuls des Hammerkopfes beinhaltet nicht genügend deckungsgleiche und ausreichend starke hochfrequente Schwingungen, um daraus identische und somit abgesicherte Ergebnisse zu ermitteln [FORMENTI, 1999].

[GOGOLIN, 2012] hat im Laboratorium die mechanische Impedanz verschiedener Asphaltkonzepte bei unterschiedlichen Temperaturen bestimmt (Beispiel siehe Bild 19). An Bohrkernen der selben Proben und bei den gleichen Temperaturen hat er zudem die dynamischen E-Moduln nach [AL-Sp-Asphalt-StB, 2009] ermittelt. Dies stellt er den maximalen mechanischen Impedanzen der Asphaltproben gegenüber. Bild 20 zeigt den direkten Zusammenhang zwischen mechanischer Impedanz und dynamischem E-Modul anhand der guten Korrelation ($R^2 = 0,9104$) der beiden Messwerte zwischen -10 und +30 °C. Der Nachweis eines solchen Zusammenhangs in situ steht jedoch noch aus.

4 Beschreibung der Versuche

4.1 Laboruntersuchungen

4.1.1 Auswahl und Zusammensetzung der Asphaltvarianten

Zur Herstellung der Asphaltproben für die Laboruntersuchungen wurden stets die gleichen Ausgangsmaterialien verwendet. Einflüsse unterschiedlicher Gesteins- oder Bitumenqualitäten wurden dadurch vermieden. Als Füller wurde jeweils ein für den Straßenbau übliches Kalksteinmehl 90/10 aus dem Steinbruch Flandersbach eingesetzt. Die feine Gesteinskörnung war ein gebrochener Diabas, der ebenso wie der Diabas der groben Gesteinskörnung aus dem Steinbruch Halbeswig stammt. Da

für alle Asphaltarten gemäß den [TL Asphalt-StB, 2007] ein Bitumen 50/70 verwendet werden kann, wurde dies ausgewählt. Als Zusätze zur Viskositätsveränderung des Bitumens kamen drei organische Additive zum Einsatz: ein Amidwachs, ein Fischer-Tropsch-Wachs (kurz: FT-Wachs) und ein Montanwachs, dass vom Anbieter für den Einsatz im Walzasphalt aufbereitet wird.

Aus den genannten Baustoffen wurden entsprechend den Anforderungen der [TL Asphalt-StB, 2007] fünf verschiedene, in der Baupraxis gebräuchliche, aber möglichst unterschiedliche Asphaltarten hergestellt:

- AC 8 D N
- AC 11 D S
- SMA 5 S
- SMA 8 S
- SMA 8 N

In den Bildern 21 bis 25 sind die Korngrößenverteilungen der fünf Asphalte sowie deren Grenzen nach den [TL Asphalt-StB, 2007] dargestellt.

In Tabelle 1 sind die Bindemittelgehalte, die Raumdichten und die Hohlraumgehalte der zur Asphaltkonzipierung hergestellten Marshall-Probekörper zusammengefasst. Die Raumdichten wurden gemäß den [TP Asphalt-StB, Teil 6, 2007] und die Hohlraumgehalte entsprechend den [TP Asphalt-StB, Teil 8, 2007] ermittelt. Ergänzend sind in Tabelle 1 die Grenzwerte der Hohlraumgehalte und der Mindestbindemittelgehalt unter Berücksichtigung der Rohdichte der verwendeten Gesteinskörnungen nach den [TL Asphalt-StB, 2007] gegeben.

Ergänzend wurde die Auswirkung größerer Schichtdicken und unterschiedlich verformungsbeständiger Untergrundverhältnisse an Zweischichtsystemen analysiert. Dazu wurden Deckschichten des Splittmastixasphalts SMA 8 S auf verschiedenen Asphaltbindern hergestellt: einem hochstandfesten und einem bitumenreichen, wenig verformungsbeständigen Asphaltbinder.

4.1.2 Asphalt(platten)herstellung

Der Asphalt wurde in einem 30 Liter fassenden Labormischer gemäß [TP Asphalt-StB Teil 35, 2007] hergestellt. Die Masse jeder Charge betrug 35 kg, um daraus jeweils vier Asphaltplatten herzustellen.

Die Umdrehungsgeschwindigkeit bei dem in Gegenstromrichtung durchgeführten Mischvorgang betrug jeweils 40 Umdrehungen pro Minute. Eine Mischzeit von 10 Minuten erwies sich bei der Temperatur von 150 °C bei allen Varianten als ausreichend, um ein homogenes Asphaltgemisch herzustellen.

In einem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV) gemäß den [TP Asphalt-StB Teil 33, 2007] wurden Asphaltplatten in den Abmessungen 26 X 32 X 4 cm

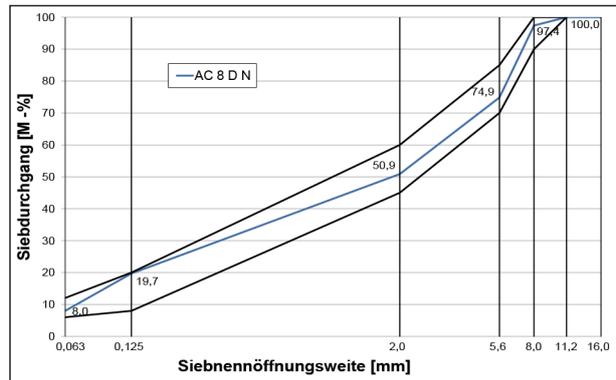


Bild 21: Korngrößenverteilung des hergestellten AC 8 D N inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]

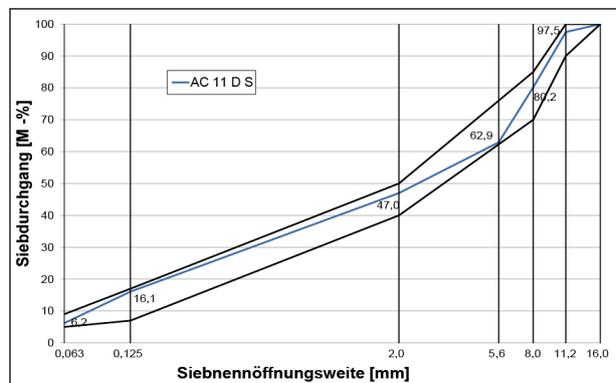


Bild 22: Korngrößenverteilung des hergestellten AC 11 D S inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]

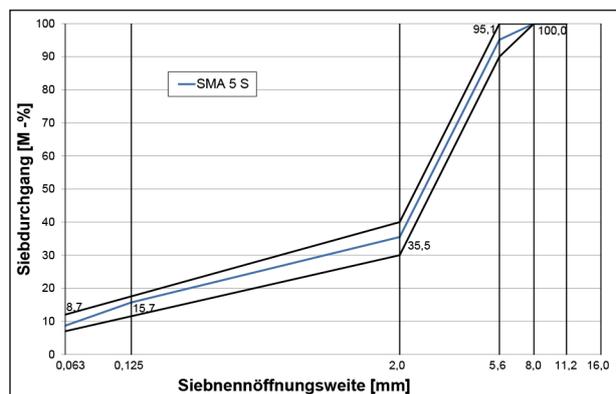


Bild 23: Korngrößenverteilung des hergestellten SMA 5 S inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]

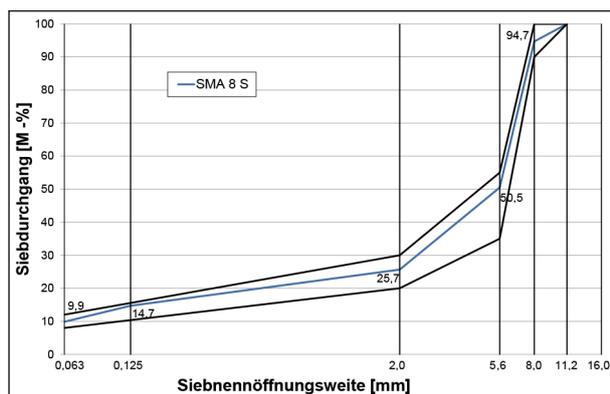


Bild 24: Korngrößenverteilung des hergestellten SMA 8 S inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]

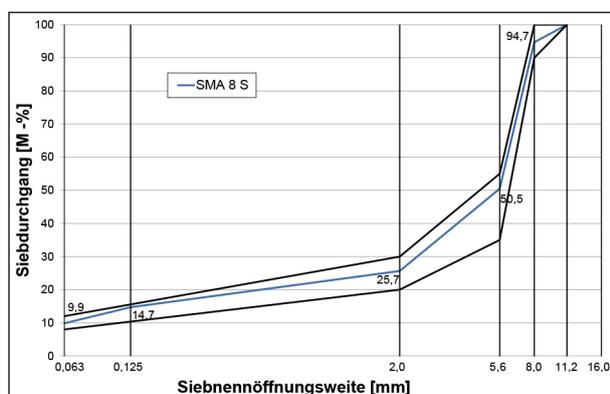


Bild 25: Korngrößenverteilung des hergestellten SMA 8 N inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]

Asphaltsorte	Minimaler Bindemittelgehalt unter Berücksichtigung der Gesteinsrohndichte		Raumdichte	Vorhandener Hohlraumgehalt		
	Minimaler Bindemittelgehalt	Gewählter Bindemittelgehalt		Minimaler Hohlraumgehalt	Maximaler Hohlraumgehalt	Vorhandener Hohlraumgehalt
	M.-%		g/cm ³	Vol.-%		
AC 8 D N	6,0	6,4	2,461	1,5	3,5	3,0
AC 11 D S	5,6	6,2	2,457	2,5	4,5	3,5
SMA 5 S	7,0	7,5	2,424	2,0	3,0	2,8
SMA 8 S	6,7	7,2	2,442	2,5	3,0	2,5
SMA 8 N	6,7	7,6	2,418	1,5	3,0	2,9

Tab. 1: Bindemittelgehalt, Raumdichte und Hohlraumgehalt der hergestellten Asphalte

weggeregelt verdichtet. Die Einwaage wurde sowohl bei der Verwendung der nicht modifizierten als auch bei der Verwendung der viskositätsveränderten Bindemittel so gewählt, dass die Raumdichten und damit der Hohlraumgehalte der Asphaltplatten den Kennwerten der Marshall-Probekörper (Kapitel 4.1.1) entsprachen.

Zur Herstellung der Zweischichtsysteme wurden im Walzsektor-Verdichtungsgerät 8 cm dicke Binderschichten und nach einer Abkühlung auf ca. 50 °C auf den Binderschichten die 4 cm dicken SMA 8 S verdichtet.

4.1.3 Asphaltuntersuchungen

Alle Asphaltplatten wurden nach der Herstellung unter vorgegebenen Bedingungen temperiert und anschließend mit den drei in Kapitel 3.5.2 beschriebenen Messverfahren untersucht. Mit dem PVE-Tester wurden Untersuchungen bei 20, 40, 60 und 80 °C durchgeführt. Messungen mit dem mod. LFGG fanden zusätzlich bei 70 °C statt, während der Impulshammer bei 20, 30, 40, 50 und 60 °C angewendet wurde. Bei jeder Prüfung wurden Asphaltplatten eingesetzt, deren Eigenschaften nicht durch vorangegangene Versuche gestört waren.

Temperierung:

Die Temperierung für die Untersuchungen mit dem mod. LFGG und dem Impulshammer erfolgte ausschließlich im Trockenschrank. Zur Versuchsdurchführung wurden die Proben aus dem Trockenschrank genommen, und ohne weitere Temperierung umgehend untersucht. Die Vortemperierung für die Messungen mit dem PVE-Tester erfolgte ebenfalls im Trockenschrank. Aufgrund der langen Versuchsdauer von 10 Minuten wurden die Proben während der Untersuchungen im temperierten Wasserbad gelagert.

Eine weitere mit dem Projekt zu untersuchende Fragestellung war der Einfluss der Temperierung auf die Asphaltsteifigkeit. Hierzu wurden die Proben der Asphaltarten AC 11 D S, SMA 5 S und SMA 8 S auf folgende drei Arten auf 60 °C temperiert:

- T1: Unmittelbar nach der Herstellung der Asphaltplatten wurden diese bei Raumtemperatur abgekühlt und unmittelbar nach Erreichen der Versuchstemperatur untersucht. Innerhalb der Probekörper tritt ein Temperaturgefälle vom käl-

teren Rand hin zum wärmeren Kern ein. Dies entspricht den Praxisbedingungen in situ (vgl. Kapitel 3.2.3).

- T2:
Unmittelbar nach der Herstellung der Asphaltplatten wurden diese für vier Stunden im Trockenschrank konstant auf die Prüftemperatur von 60 °C temperiert. Der Asphalt wurde so entsprechend den Verhältnissen in situ im Abkühlungstrend untersucht. Durch die konstante Temperierung wurde sichergestellt, dass der gesamte Probekörper die Solltemperatur erreicht.
- T3:
Nach der Herstellung der Asphaltplatten wurden diese auf Raumtemperatur abgekühlt. Nach dem vollständigen Abkühlen wurden die Proben temperiert und geprüft.

Für die weiteren Untersuchungen wurden die Asphaltplatten nach der Herstellung abgekühlt und vor Versuchsbeginn temperiert (Verfahren T3).

PVE-Tester:

Im Laboratorium wurden die Probekörper und der PVE-Tester während der Versuchsdurchführung in einem temperierten Wasserbad gelagert. Durch zwei Wärmepumpen und durch das Abdecken der Wasseroberfläche mit einer Noppenfolie (Bild 26) wurde die Temperatur der Probe konstant gehalten.

Vor Versuchsbeginn wurden die Platten im Wasserbecken verkeilt, um dadurch die seitliche Ausdehnung zu minimieren. Der aus Be- und Entlastungsphasen bestehende Versuchsablauf selbst entspricht der Beschreibung in Kapitel 3.5.2

Modifiziertes Leichtes Fallgewichtsgerät (mod. LFGG):

Die Untersuchungen mit dem mod. LFGG erfolgten im Laboratorium an der Luft, da eine Lagerung unter Wasser die dynamische Wirkung des Fallgewichts beeinträchtigt. Um die korrekte Messtemperatur der Asphaltplatten sicherzustellen, wurden diese unmittelbar nach der Temperierung untersucht. Gemäß Bild 27 wurden die Asphaltplatten mit dem mod. LFGG mittig beansprucht. Die Proben wurden auf einer dünnen Schicht feiner Gesteinskörnung gelagert, um eine vollflächige, bewegungsfreie Lagerung sicherzustellen. Zur Auswertung wurde jede Probe mit fünf aufeinanderfolgenden Belastungsstößen beansprucht.



Bild 26: PVE-Tester im Laborbetrieb



Bild 27: Mod. LFGG im Laborbetrieb

Impulshammer:

Die Untersuchungen mit dem Impulshammer erfolgten ebenfalls mit vortemperierten Asphaltplatten an der Luft. Aufgrund der geringen Steifigkeit bei hohen Temperaturen war keine gelenkige Punktlagerung der Asphaltplatten (vgl. [GOGO-LIN, 2012]) möglich. Daher wurden bei Vorversuchen die optimalen Lagerungsbedingungen bestimmt. Erprobt wurden dazu die Lagerungsmöglichkeiten:

- massiver, nahezu schwingungsfreier Betonboden,
- weiche, auf massivem, nahezu schwingungsfreiem Betonboden gelagerte Gummimatte,
- harte, auf massivem, nahezu schwingungsfreiem Betonboden gelagerte Gummimatte.

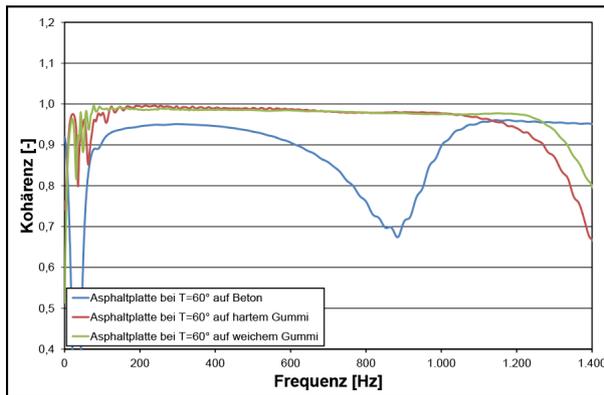


Bild 28: Kohärenzfunktionen einer Asphaltprobe bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen

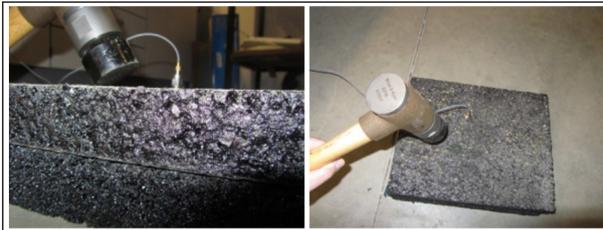


Bild 29: Impulshammer im Laborbetrieb

Unmittelbar auf dem Betonboden werden die Asphaltplatten lediglich zu minimalen Schwingungen angeregt. Der Bewegungssensor nimmt nur derart geringe Signale auf, dass geringste Störungen (beispielsweise aufgrund unterschiedlich aufgebrachtter Impulse oder geringe Inhomogenitäten in der Asphaltplatte) zu abweichenden Messergebnissen führen. Zudem werden die Asphaltplatten durch den Impulshammer im Frequenzbereich oberhalb von 500 Hz nicht ausreichend angeregt, um in diesem Bereich auswertbare Messergebnisse zu erzielen. Die Kohärenz ist bei dieser Lagerung folglich im gesamten Frequenzspektrum relativ gering und nimmt oberhalb von 500 Hz ab (Bild 28).

Die Kohärenz bei Untersuchungen auf schwingungsfrei gelagerten weichen oder harten Gummimatten ist dagegen wesentlich höher. Die mittels Impulshammer induzierten Schwingungen reichen aus, um belastbare, von geringen Störungen unabhängige Ergebnisse zu erzielen. Zwischen den erprobten harten und weichen Gummimatten wurde kein Unterschied bezüglich der Prüfpräzision festgestellt. Die Messergebnisse selbst werden jedoch unter weicheren Lagerungsbedingungen stärker durch die Schwingungen der Unterlage beeinflusst. Für die Laboruntersuchungen wurde daher die harte Gummimatte zur Lagerung verwendet (Bild 29). Dies ermöglicht präzise und vergleichbare Messun-

gen, da der geringe Einfluss der Schwingungen der Unterlage stets identisch ist.

4.1.4 Bindemitteluntersuchungen

Alle verwendeten modifizierten und nicht modifizierten Bindemittel wurden wie folgt analysiert:

- Nadelpenetration [DIN EN 1426, 2007],
- Erweichungspunkt Ring und Kugel [DIN EN 1427, 2007],
- Bestimmung von komplexem Schermodul und Phasenwinkel zwischen 0 und 150 °C mittels Dynamischem Scherrheometer [DIN EN 14770, 2012].

4.2 Untersuchungen in situ

4.2.1 Auswahl der Versuchsstrecken

Das Ziel des Forschungsvorhabens ist die Erprobung der drei Prüfmethode auf unterschiedlichen Walzasphaltschichten mit und ohne viskositätsverändernde Zusätze. Dabei waren im Hinblick auf das vorgesehene Einsatzgebiet primär Deckschichten zu untersuchen. Um auch Erfahrungen bezüglich der Messwerte bei sehr hohen Asphalttemperaturen und den damit verbundenen zu geringen Steifigkeiten zu sammeln, wurden auch Asphaltbinder-schichten beprobt. Die starken Deformationen, die das mod. LFGG und vor allem der PVE-Tester bei diesen Temperaturen verursachen, sind bei dem Binder weniger nachteilig, da eine Überbauung durch die Deckschicht folgt. Neben der Analyse der Verformungsbeständigkeit frisch eingebauten Asphalts wurden auch bestehenden Strecken unter extrem sommerlichen Bedingungen untersucht. Die gemessenen Steifigkeiten dienen als Referenzwerte für eine ausreichende Verformungsbeständigkeit des Asphalts (Kapitel 2). In den Bausaisons der Jahre 2012 und 2013 wurden die Messungen bei drei Asphaltbindern und sieben Asphaltdeckschichten (Tabelle 2) erprobt.

4.2.2 Durchführung der Untersuchungen

Bei allen Baumaßnahmen wurden nach Möglichkeit alle drei Messverfahren eingesetzt (Bild 30). Bei den Deckschichten D4* und D5* in Bochum konnten die Messungen mit dem Impulshammer nicht durchgeführt werden und bei der Baumaßnahme D7 in Düsseldorf konnte aus organisatorischen Gründen lediglich das mod. LFGG eingesetzt werden.

Bezeichnung	Asphalt-sorte	Viskositätsver-ändert	Ort	Datum
B1	AC 16 B S		Alpen	04.07.2013
B2	AC 16 B S		Bochum	14.09.2012
B3	SMA 16 B S	X	Wittenberg	13.08. + 14.08.2012
D1	AC 11 D S		Alpen	08.08.2013
D2	SMA 8 S	X	Adorf	03.08.2013
D3	SMA 8 S		Bochum	19.08.2013
D4*	SMA 8 S		Bochum	Juli/August 2013
D5*	SMA 8 S		Bochum	
D6	SMA 8 S	X	Chemnitz	07.10.2013
D7	PMA 5	X	Düsseldorf	13.09.2012
D8	SMA 11 S	X	Wittenberg	15.08. + 03.09.2012

Tab. 2: Untersuchte Baumaßnahmen



Bild 30: PVE-Tester, mod. LFGG und Impulshammer bei der Baumaßnahme „Deckschicht Wittenberg“ (D8)



Bild 31: Einbau des AC 16 B S in Alpen (B1)

Mit den Messungen wurde bei dem Binder B1 unmittelbar nach dem Walzen begonnen. Bei den übrigen Maßnahmen wurden die Messungen dagegen erst



Bild 32: Einbau des AC 16 B S (SMA) in Wittenberg (B3)

bei einer Oberflächentemperatur von etwa 60 °C gestartet. Die Oberflächentemperaturen wurden kontinuierlich mittels Infrarot-Thermometer erfasst. Die Temperaturmessungen wurden einheitlich in einem Winkel von 90° und in einem Abstand von einem Meter zur Oberfläche durchgeführt.

AC 16 B S in Alpen (B1)

Am 4. Juli 2013 wurde auf der Bönninghardter Straße in Alpen ein Asphaltbinder AC 16 B S eingebaut (Bild 31). Als Bindemittel wurde ein 25/55-55 A (4,2 M.-%) verwendet. Während des Einbaus war es stark bewölkt und leicht windig bei einer Umgebungstemperatur von ca. 16 °C. Der Einbau an der Messstelle erfolgte gegen 8 Uhr. Am Einbautag wurden die Messungen zwischen 10 und 15 Uhr durchgeführt. Am darauf folgenden Tag wurde zwischen 9 und 10 Uhr gemessen.

AC 16 B S in Bochum (B2)

In Bochum wurde am 13. und 14. September 2012 auf dem Nordhausenring (zukünftig A 448) zwischen Universitätsstraße und Königsallee ein AC 16 B S eingebaut. Als Bindemittel wurde ein 25/55-55 A (4,4 M.-%) eingesetzt. Das Wetter war an den Einbautagen mit Höchstwerten von 22 °C warm, sonnig und gering windig.

Die Messungen wurden am 14. September 2012 durchgeführt. Begonnen wurde mit Referenzmessungen an einer Stelle, an der der Asphalt bereits am Vortag eingebaut wurde. Zwischen 11 und 16 Uhr folgten die Untersuchungen des um 8 Uhr des Messtages eingebauten Asphalts.

AC 16 B S (SMA) in Wittenberg (B3)

Am 13. und 14. August 2012 wurde in Wittenberg (Elbe) auf der B187 zwischen Hafenbrücke und Leipziger Straße ein SMA 16 B S eingebaut (Bild 32). Zum Einsatz kam ein viskositätsveränder-

tes Fertigbindemittel – ein 10/40-65 A mit einem erhöhten Anteil an Polymeren und einer zusätzlichen Modifizierung mit Fischer-Tropsch-Wachs zur Viskositätsveränderung. Der Bindemittelgehalt betrug 5,6 M.-%. Die äußeren Bedingungen waren an beiden Tagen mit bis zu 30 °C warm, sonnig, trocken und nahezu windstill.

Die Messungen wurden an beiden Tagen von 10 bis 18 Uhr an Stellen durchgeführt, an denen der Asphalt gegen 9 Uhr eingebaut wurde. Die Messungen begannen unmittelbar nach dem Walzen. Zusätzlich wurde im Bereich der Messungen des ersten Bauabschnitts am Folgetag nochmals Messungen durchgeführt. Die so bestimmten Messwerte stellen einen Referenzwert für den Asphalt im vollständig abgekühlten Zustand dar.

SMA 8 S in Adorf (D1)

In Adorf (Vogtland) wurde am 3. August 2013 die Deckschicht der Ortsdurchfahrt B 92 (Elsterstraße) erneuert (Bild 33). Dabei kam ein SMA 8 S unter Verwendung eines viskositätsveränderten Polymermodifizierten Bitumen 25/55-55 A zum Einsatz. Als Bindemittelgehalt wurde 7,3 M.-% gewählt. Am Einbautag war es weitestgehend sonnig bei Temperaturen von etwa 25 °C im Schatten. Der Einbau an der Messstelle fand gegen 8 Uhr statt. Die Messungen wurden am Einbautag zwischen 10 und 17 Uhr und am Folgetag zwischen 8 und 9 Uhr durchgeführt.

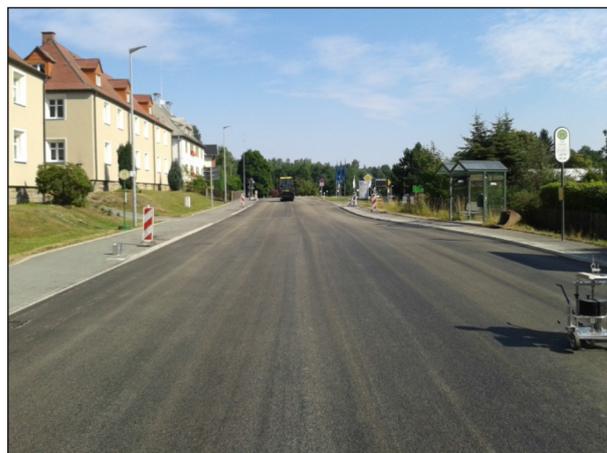


Bild 33: Einbau des SMA 8 S in Adorf (D1)



Bild 34: Einbau der Deckschicht in Alpen (D2)

AC 11 D S in Alpen (D2)

Am 8. Juli 2013 wurde in Alpen auf der Bönninghardter Straße ein AC 11 D S unter Verwendung eines Straßenbaubitumen 50/70 (Gesamtbindemittelgehalt 6,2 M.-%) eingebaut (Bild 34). Während des Einbaus war es wolkenlos, sonnig und weitestgehend windstill. Die Temperatur betrug etwa 30 °C im Schatten. Der Einbau begann an der Messstelle gegen 7 Uhr. Die Messungen wurden zwischen 9 und 16 Uhr des Einbautages und zwischen 9 und 10 Uhr des Folgetages durchgeführt.



Bild 35: Einbau der SMA 8 S in Bochum, A448 (D3)

SMA 8 S in Bochum A 448 (D3)

Auf dem Nordhausen-Ring (zukünftig A 448) in Bochum wurde am 19. August 2013 ein Splittmastixasphalt SMA 8 S eingebaut. Der Gesamtgehalt des Polymermodifizierten Bindemittels 25/55-55 A betrug 7,3 M.-%. Bei etwa 21 °C Lufttemperatur war es am Einbautag wechselnd bewölkt. Der Einbau an der Messstelle fand um 7 Uhr statt. Die Messungen wurden von 9 bis 15 Uhr des selben und von 9 bis 10 Uhr des Folgetages durchgeführt.

SMA 8 S in Bochum, Königsallee bzw. Uemmingerstraße (D4* und D5*)

Auf der Uemmingerstraße in Bochum wurde im Juli 2013 ein Splittmastixasphalt SMA 8 S eingebaut (D5*). Ebenfalls in Bochum – auf der Königsallee (Bild 36) – wurde im Dezember 2012 ein Splittmastixasphalt SMA 8 S eingebaut (D4*). An beiden

Neubaustücken wurden im Juli und August 2013 zu jeweils drei unterschiedlichen Terminen Messungen durchgeführt. Am 9. August 2013 war für die Jahreszeit durchschnittlich warmes Wetter, sodass die Temperatur der Asphaltoberfläche unter Wolken etwa 23 °C betrug. Der 19. Juli 2013 war ein warmer, sonniger Tag, sodass die Oberflächentemperatur etwa 40 °C betrug. Am 23. Juli 2013 herrschten, wie auch an den Tagen zuvor, hochsommerliche Verhältnisse, wodurch die Asphaltoberfläche eine Temperatur von etwa 50 °C aufwies. Die Messungen wurden jeweils am frühen Nachmittag durchgeführt.



Bild 36: SMA 8 S in Bochum (hier: Königsallee, D4*)

SMA 8 S in Chemnitz (D6)

Am 7. Oktober 2013 wurde auf der Chemnitzer Straße in Chemnitz (Grüna) ein Splittmastixasphalt SMA 8 S unter Verwendung eines Wachs- und Gummi-modifizierten Bitumens 30/45 eingebaut (Bild 37). Der Bindemittelgehalt betrug 7,1 M.-%. Der jeweils halbseitige Einbau fand zwischen 10 und 12 bzw. zwischen 18 und 20 Uhr statt. Die Messungen wurden zwischen 12 und 16 bzw. 20 und 23 Uhr am Einbautag sowie zwischen 8 und 9 Uhr am Folgetag durchgeführt. Die Wetterbedingungen waren stark bewölkt und bei ca. 14 °C tagsüber und ca. 8 °C nachts weitestgehend trocken.



Bild 37: Einbau der SMA 8 S in Chemnitz (D6)

PMA 5 in Düsseldorf (D7)

Auf der Fleher Brücke der BAB A46 in Fahrrichtung Neuss wurde am 13. September 2012 ein PMA 5 eingebaut (Bild 38). Bei dem verwendeten fertig-modifizierten Bindemittel handelte es sich um ein 25/55-55 A mit Fischer-Tropsch-Wachs. Die Außentemperatur betrug maximal 14 °C. Es war stark bewölkt, leicht regnerisch und leicht windig.

Der Einbau begann gegen 10 Uhr. Die Messungen wurden zwischen 13 und 17 Uhr mit dem mod. LFGG durchgeführt. Aus organisatorischen Gründen konnten keine Untersuchungen mit dem PVE-Tester und dem Impulshammer vorgenommen werden.



Bild 38: Einbau des PMA 5 in Düsseldorf (D7)

SMA 11 S in Wittenberg (D8)

Die Untersuchungen der Splittmastixasphaltdeckschicht SMA 11 S (Bindemittel: 10/40-65 A mit Fischer-Tropsch-Wachs, Bindemittelgehalt: 6,7 M.%) auf der B187 in Wittenberg (Elbe) erfolgten am 15. August und am 3. September 2012. Am ersten Termin wurden die Untersuchungen zwischen Hafenerbrücke und Leipziger Straße und am zweiten Termin zwischen Leipziger Straße und Potsdamer Ring durchgeführt. Das Wetter bei der ersten Messung



Bild 39: Einbau des SMA 11 S in Wittenberg (D8)

war mit maximal 34 °C sehr warm, sonnig und fast windstill. Aufgrund des Wetters kühlte die Asphaltoberfläche während der Messungen nicht unter 45 °C ab (Bild 39). Zur Ergänzung wurde am zweiten Termin unterhalb einer Eisenbahnbrücke gemessen. Bei Lufttemperaturen von maximal 25 °C und Windstille lag die Messstelle vollständig im Schatten.

Am 15. August 2012 wurde zwischen 10 und 17 Uhr gemessen. Der Einbau fand an den Messstellen gegen 8 bzw. 10 Uhr statt. Am 3. September wurde der Asphalt erst ab 12 Uhr eingebaut. Dort wurden zwischen 14 und 19 Uhr und am Folgetag zwischen 8 und 9 Uhr Messungen durchgeführt.

4.3 Ergänzende Messung der Griffigkeit und der Oberflächentextur

Bei den zum Zeitpunkt der Messungen bereits abgeschlossenen Baumaßnahmen D4* und D5* wurden neben den Hauptuntersuchungen zur Verformungsbeständigkeit die Griffigkeit und die Oberflächentextur bestimmt. Der Einfluss der Verkehrsbelastung auf die Oberflächeneigenschaften nach der Verkehrsfreigabe wurde durch Messungen in bzw. neben der Rollspur erfasst.

Griffigkeitsmessungen:

Mit dem LFC (Longitudinal Friction Coefficient) Messverfahren – GripTester – wurde die Griffigkeit bestimmt. Dabei wird die horizontal wirkende Längskraft gemessen, die während der Fahrt auf ein in Fahrtrichtung ausgerichtetes, kontinuierlich gebremstes Messrad wirkt, dass sich auf einem fest definierten Wasserfilm bewegt. Der Längsreibungsbeiwert μ_{LFC} wird als Quotient aus der Horizontal- und der ebenfalls gemessenen Normalkraft berechnet.

Texturmessungen:

Zur Erfassung der Oberflächentextur wurde ein Texturmessgerät auf Basis der Streifenlichtprojektion verwendet. Dabei werden im schnellen Wechsel immer immer feiner aufgelöste periodische Streifenmuster auf die Oberfläche projiziert und mit einer Kamera erfasst. Da die Kamera und der Projektor im bekannten Winkel und Abstand zu einander stehen, lässt sich die Höhe jedes gemessenen Profilpunktes aus der Verschiebung des Lichtpunktes in der Kameraebene zu der Referenzposition errechnen (Triangulationsprinzip). Die Messung wird mit einer Höhenauflösung von 0,006 mm und einer lateralen Auflösung von 0,053 mm durchgeführt.

Als Ergebnis wird eine dreidimensionale Abbildung der Oberflächentextur ausgegeben, die auf verschiedene Kennwerte (z. B. Texturtiefe und Gestaltfaktor) hin untersucht wird.

5 Versuchsergebnisse

5.1 Ergebnisse der Bindemitteluntersuchungen

Die zur Herstellung der Asphaltplatten für die Laborversuche verwendeten Bindemittel (50/70, 50/70 + 3 M.-% FT-Wachs, 50/70 + 3 M.-% Amidwachs, 50/70 + 3 M.-% Montanwachs) wurden vorab in dem für die Verkehrsfreigabe relevanten Temperaturbereich physikalisch untersucht. In Bild 40 sind die nach DIN EN 1426 bestimmten Nadelpenetrationswerte und die nach DIN EN 1427 ermittelten Erweichungspunkte Ring und Kugel zusammengefasst. Dabei handelt es sich jeweils um Mittelwerte von Doppelbestimmungen, deren Einzelwerte Tabelle A48 des Anhangs zu entnehmen sind.

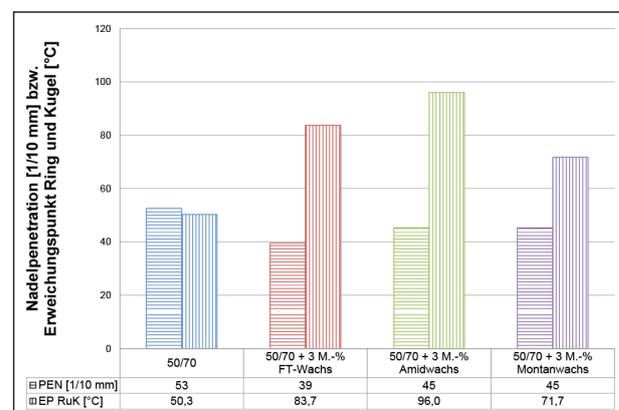


Bild 40: Nadelpenetration und Erweichungspunkt Ring und Kugel der in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bindemittel

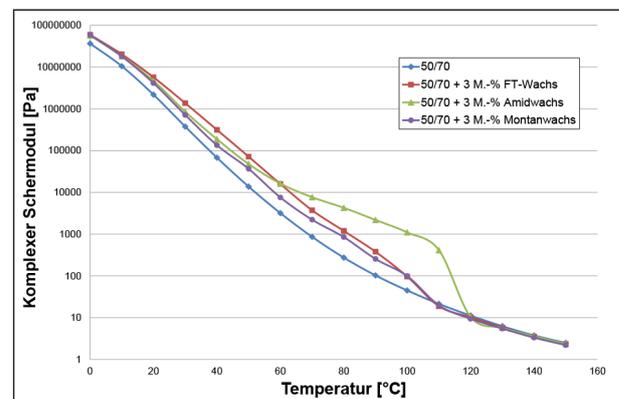


Bild 41: Temperaturabhängige komplexe Schermoduln der in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bindemittel

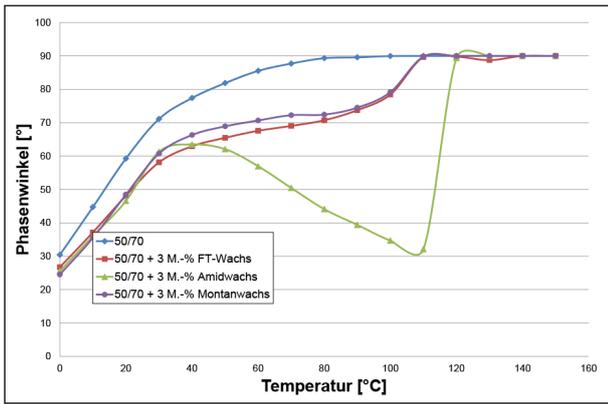


Bild 42: Temperaturabhängige Phasenwinkel der in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bindemittel

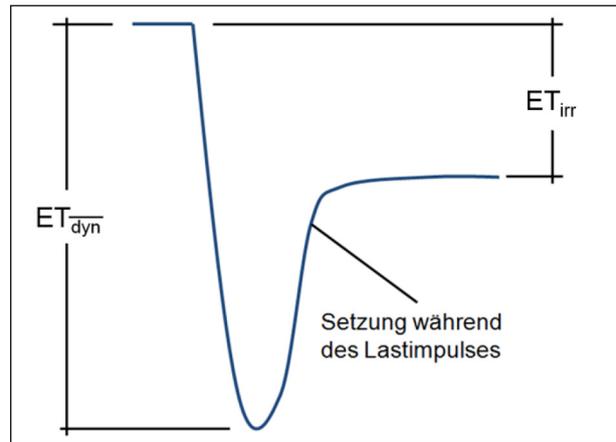


Bild 45: Definition der Kennwerte der Messwerte mit dem mod. LFGG

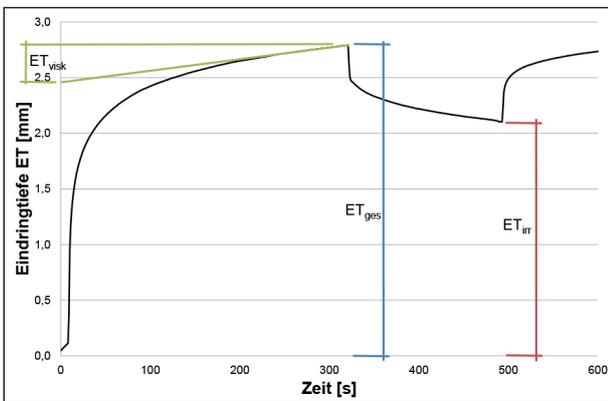


Bild 43: Definition der Kennwerte der Messungen mit dem PVE-Tester

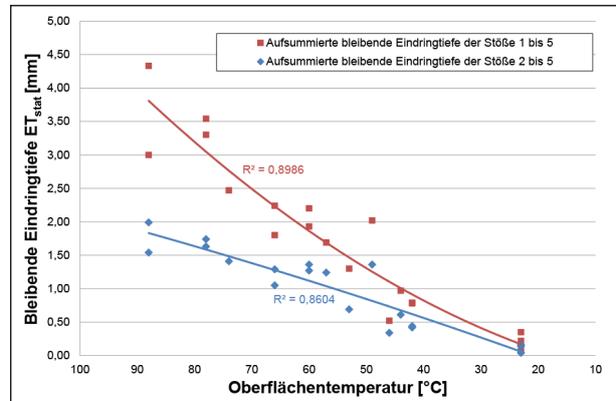


Bild 46: Bleibende Eindringtiefe (mod. LFGG) mit und ohne Berücksichtigung des ersten Laststoßes der Binderschicht Wittenberg

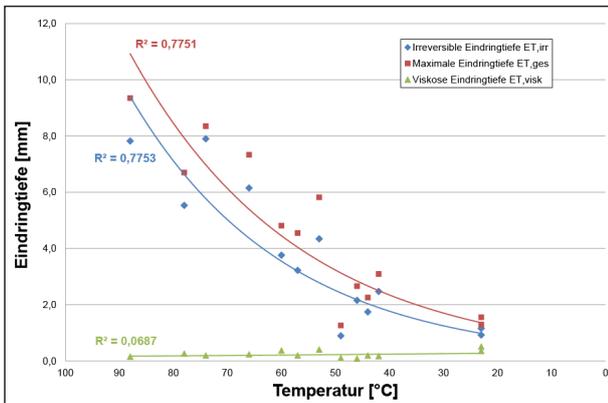


Bild 44: Temperaturabhängige irreversible, maximale bzw. viskose Eindringtiefe (PVE-Tester) der Binderschicht Wittenberg

Mit den im Labor verwendeten Bindemitteln wurden des Weiteren rheologische Analysen mittels Dynamischem Scherrheometer (DSR) durchgeführt. In den Bildern 41 und 42 sind die aus Doppelbestimmungen berechneten arithmetischen Mittel der nach DIN EN 14770 bestimmten komplexen Schermodul bzw. Phasenwinkel grafisch dargestellt. Als Temperaturspektrum wurde der Bereich zwischen 0 und 150 °C gewählt, wobei die Temperatur in Intervallen von jeweils 10 °C erhöht wurde. Die Ergebnisse der

einzelnen Messungen sind in den Tabellen A-49 bis A-52 des Anhangs zusammengefasst.

5.2 Definition der Ergebnisse der drei Messverfahren

PVE-Tester:

Aus dem zeitlichen Verlauf der Eindringtiefe während der Be- und Entlastungsphasen des PVE-Testers können drei physikalische Kennwerte abgeleitet werden (Bild 43):

- die maximale Eindringtiefe am Ende der ersten Belastungsphase (Gesamteindringtiefe ET_{ges}). Dies entspricht der Summe aus plastischen, viskosen und elastischen Deformationen.
- die Eindringtiefe am Ende der Entlastungsphase (irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$). Dies entspricht der Summe aus plastischem und viskosem Verformungsanteil. Da es sich dabei um bleibende Deformationen handelt, ist dies der Schäden verursachende Verformungsanteil.

- die Differenz der Eindringtiefen bei der zum Ende der Erstbelastungsphase auftretenden Deformationszunahme (vgl. Tangente in Bild 43) während der Erstbelastungsphase (viskose Eindringtiefe ET_{visk}). Dies entspricht dem viskosen Verformungsanteil.

In Bild 44 sind beispielhaft die drei ermittelten Kenngrößen während der Abkühlungsphase der Baumaßnahme B1 in Wittenberg dargestellt.

Im Gegensatz zu der maximalen und irreversiblen Eindringtiefe zeigt die viskose Verformung kein temperaturabhängiges Verhalten, obwohl die Verformungsbeständigkeit des Asphalts zwischen 88 und 23 °C deutlich zunimmt. Folglich ist dieses Kriterium kein sinnvoller Indikator für die Verformungsbeständigkeit des Asphalts. In den folgenden Kapiteln werden daher lediglich die beiden Kenngrößen irreversible und maximale Eindringtiefe behandelt.

Mod. LFGG:

Zur Auswertung der Messungen mit dem mod. LFGG auf Asphalt bestehen grundsätzlich zwei unterschiedliche Kriterien:

- der Mittelwert der maximale Eindringtiefe während des Lastimpulses (ET_{dyn}). Diese dynamische Eindringtiefe entspricht der gemittelten Summe der reversiblen und irreversiblen Deformationen.
- die Summe der bleibenden Eindringtiefe nach fünf Belastungsstößen ($ET_{irr.PVE}$). Diese irreversible Deformation quantifiziert das Schadensbild nach der dynamischen Belastung der Oberfläche.

Ein Verzicht auf die Berücksichtigung des ersten Laststoßes jeder Messserie zur Berücksichtigung möglicher Unebenheiten oder Verschmutzungen im Messbereich hat sich nicht als vorteilhaft erwiesen (Bild 46). Ebenso konnten weitere Ansätze wie beispielsweise das Verhältnis zwischen den Deformationen des ersten und des letzten Laststoßes keine aussagekräftigeren Kennwerte bezüglich der Verformungsbeständigkeit des Asphaltes liefern als die zuvor definierten.

Impulshammer:

Die Auswertung der Messungen mit dem Impulshammer erfolgt anhand von zwei Kennwerten (Bild 47):

- das Maximum der mechanischen Impedanz, das bei geringen Frequenzen (in der Regel unter 100

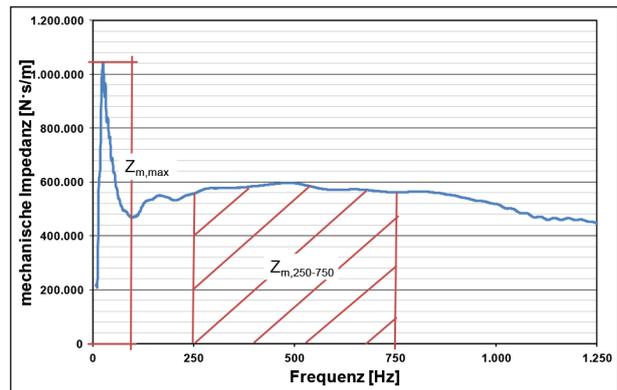


Bild 47: Definition der Kennwerte der Messungen mit dem Impulshammer

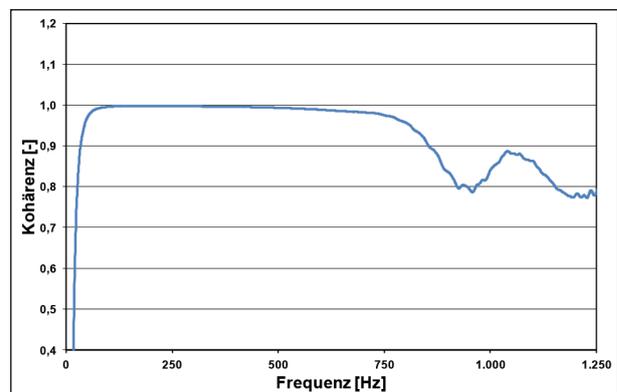


Bild 48: Frequenzabhängige Kohärenz bei der Messung der Impedanz einer Asphaltoberfläche

Hz) auftritt ($Z_{m,max}$). Als Mittelwert aus zehn unmittelbar aufeinanderfolgenden Einzelmessungen an einer Stelle gibt dieser Wert den maximalen Materialwiderstand gegen Schwingungen geringer Frequenz an.

- das Integral der mechanischen Impedanz über den Frequenzbereich von 250 bis 750 Hz ($Z_{m,250-750}$). Bei den gegebenen Messbedingungen des Impulshammers auf Asphaltoberflächen werden in diesem Frequenzbereich im Allgemeinen sehr präzise mechanische Impedanzen ermittelt (siehe Kohärenz von nahezu 1,0 bei zehn Einzelmessungen in Bild 48).

5.3 Ergebnisse der Messungen im Labor

5.3.1 Präzision der Labormessungen

Mit den drei Messgeräten wurden im Labor je Asphaltvariante und je Temperatur Doppelbestimmungen an Asphaltplatten durchgeführt. Bei fünf Asphaltarten mit jeweils vier Modifizierungsvarianten sind somit im ersten Schritt 20 Doppelbestim-

mungen bei jeder Messtemperatur durchgeführt worden. Für jede Doppelbestimmung wurde das arithmetische Mittel und die Abweichung der beiden Einzelwerte, also deren Streuung bestimmt. Zum Erkennen und Beseitigen zufallsbedingter, bei der Asphaltherstellung oder der Messung selbst verursachter Prüffehler, wurden in Anlehnung an das [MERKBLATT FÜR DIE STATISTISCHE AUSWERTUNG VON PRÜFERGEBNISSEN, 2000] kritische Spannen für alle bewertungsrelevanten Kennwerte jeweils in Abhängigkeit von der Asphalttemperaturen definiert. Als zulässige Spanne wurde der zweifache Wert der durchschnittlichen Abweichung festgelegt. Der Faktor zwei entspricht bei den durchgeführten Untersuchungen im Mittel etwa dem Verhältnis zwischen der durchschnittlichen Abweichung und der kritischen Spanne, die bei einer theoretisch möglichen, logisch jedoch nicht sinnvoll Bestimmung der Standardabweichung und anschließender Multiplikation mit dem Faktor $W_{95\%(2)}$ (95 % Sicherheit bei Doppelbestimmungen) nach dem [MERKBLATT FÜR DIE STATISTISCHE AUSWERTUNG VON PRÜFERGEBNISSEN, 2000] berechnet wird. Die Unterscheidung nach Messtemperaturen wurde vorgenommen, da die Größenordnungen der Ergebnisse und damit auch deren Streuungen wesentlich stärker von den Temperaturen als von den Asphaltarten beeinflusst werden.

Ausreißer bei Messungen mit dem PVE-Tester wurden anhand der kritischen Spanne der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ bei Messungen mittels mod. LFGG anhand der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ und bei Messungen mit dem Impulshammer anhand der integrierten mechanischen Impedanz $Z_{m,250-750}$ identifiziert. Die durchschnittlichen Streuungen sind in Bild 49 angegeben.

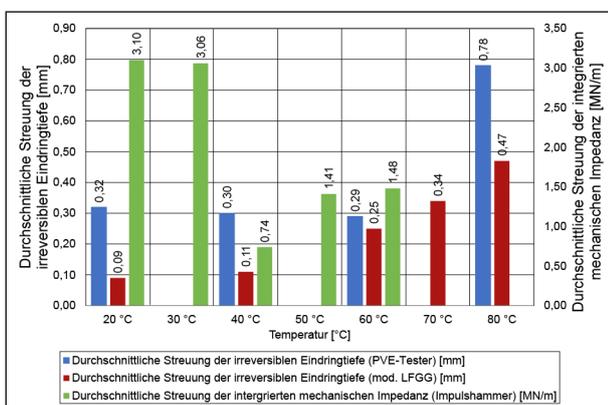


Bild 49: Durchschnittliche Streuung der Kennwerte bei Messungen im Labor, jeweils in Abhängigkeit von der Temperatur

Die anhand der durchschnittlichen Streuungen und der daraus berechneten kritischen Spanne als Ausreißer identifizierten Messungen wurden verworfen und wiederholt. In Tabelle A-30 bis A-44 des Anhangs sind sowohl die verworfenen als auch die den Anforderungen entsprechenden Ergebnisse zusammengefasst. Im Folgenden werden dagegen nur die der in diesem Kapitel definierten Präzision genügenden Untersuchungsergebnisse berücksichtigt.

5.3.2 Versuchsergebnisse bei unterschiedlicher Temperierung

Die in Kapitel 4.1.3 beschriebenen drei verschiedenen Arten der Temperierung bewirken jeweils unterschiedliche Abkühlungsraten und Temperaturzustände der Probelplatten. Bei der Temperierungsart T1 (Abkühlung bei Raumtemperatur mit anschließender sofortiger Messung) nimmt die Oberflächentemperatur bis zum Erreichen der Messtemperatur von 60 °C innerhalb von etwa 30 Minuten kontinuierlich ab. Die Kerntemperatur ist zu diesem Zeitpunkt jedoch noch wesentlich höher.

Bei der Abkühlung in einem auf 60 °C temperierten Trockenschrank ist die Abkühlungsdauer mit etwa 150 Minuten wesentlich länger. Zudem wird durch eine ausreichende Temperierungsdauer von vier Stunden sichergestellt, dass nicht nur die Oberfläche, sondern auch der Kern der Probelplatte zum Zeitpunkt der Messung die Solltemperatur erreicht hat.

Bei der dritten Temperierungsart ist die Zeitspanne zwischen Probenherstellung und deren Untersuchung von untergeordneter Bedeutung. Nach der Herstellung kühlt die Probe innerhalb weniger Stunden vollständig auf Raumtemperatur ab und wird vor der Untersuchung im Trockenschrank temperiert. Dabei wird durch eine ausreichende Temperierungsdauer von vier Stunden sichergestellt, dass die gesamte Probe die Solltemperatur erreicht.

In den Tabellen A-45 bis A-47 des Anhangs sind die irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester), und $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) bzw. die integrierten mechanischen Impedanzen (Impulshammer) der Asphaltarten AC 11 D S, SMA 8 S und SMA 5 S für die drei Temperierungsmethoden dargestellt. Unterteilt sind die Bilder nach den Modifizierungen der verwendeten Bindemittel.

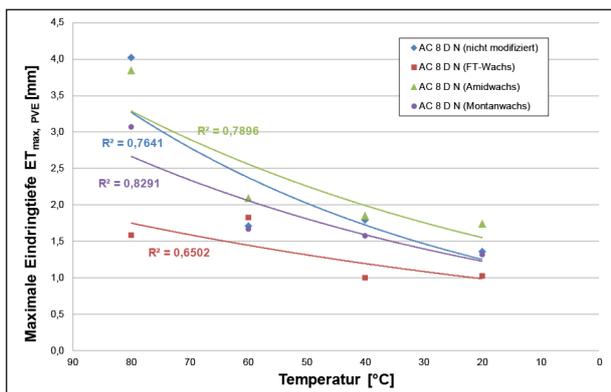


Bild 50: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{max,PVE}$ (PVE-Tester) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

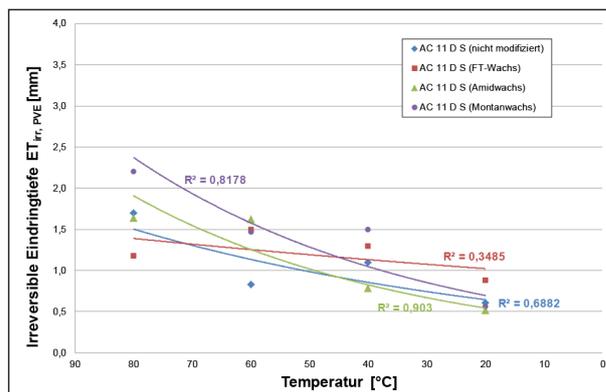


Bild 53: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

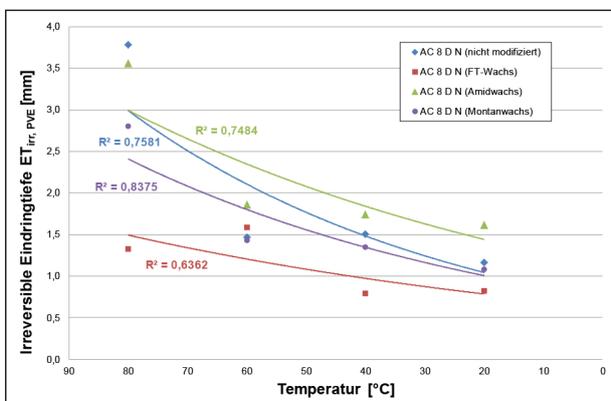


Bild 51: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

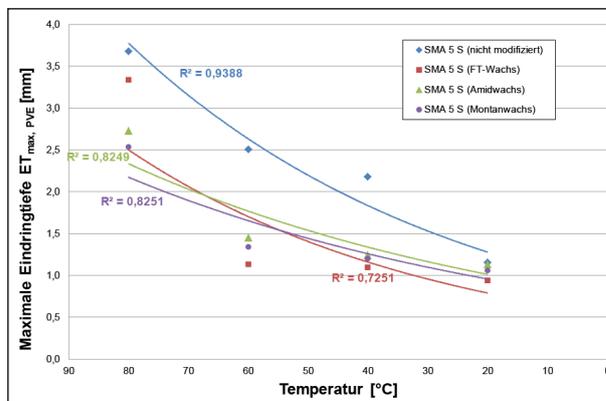


Bild 54: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{max,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

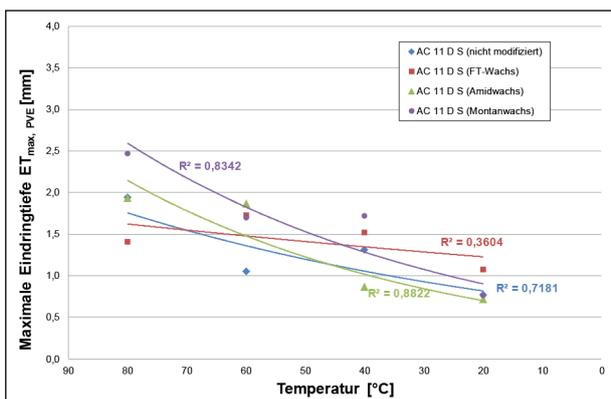


Bild 52: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{max,PVE}$ (PVE-Tester) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

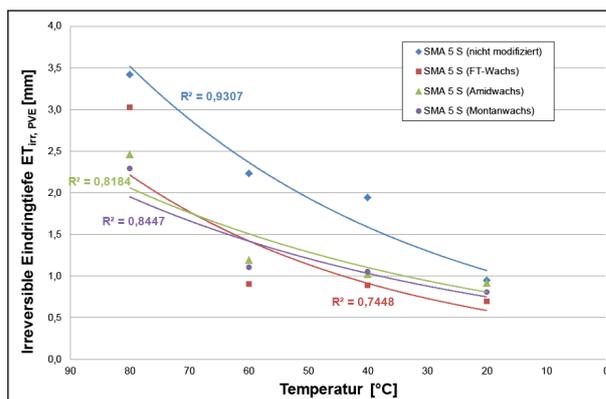


Bild 55: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

5.3.3 Versuchsergebnisse mit dem PVE-Tester

In Tabelle A-30 bis A-34 des Anhangs sind die in Kapitel 5.1 definierten Kenngrößen des PVE-Testers der fünf Asphaltarten jeweils in Abhängigkeit von der Messtemperatur zusammengefasst. Dabei sind für jede Variante die Einzel- und die daraus resultierenden Mittelwerte angegeben. In den folgenden

Bildern 50 bis 59 werden die maximalen bzw. irreversiblen Eindringtiefen getrennt nach der Asphaltart abgebildet. Neben den gemittelten Messergebnissen werden je Bindemittelmodifizierung die exponentiellen Zusammenhänge zwischen Temperatur und Eindringtiefe abgebildet. Dazu werden jeweils die zugehörigen Bestimmtheitsmaße angegeben.

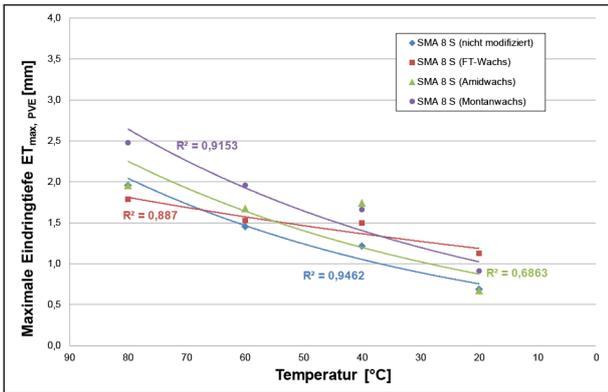


Bild 56: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{max,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

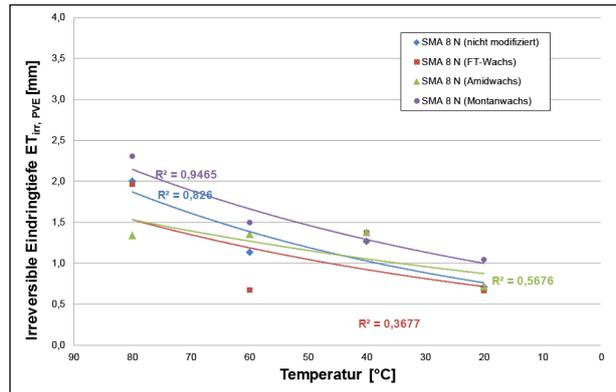


Bild 59: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

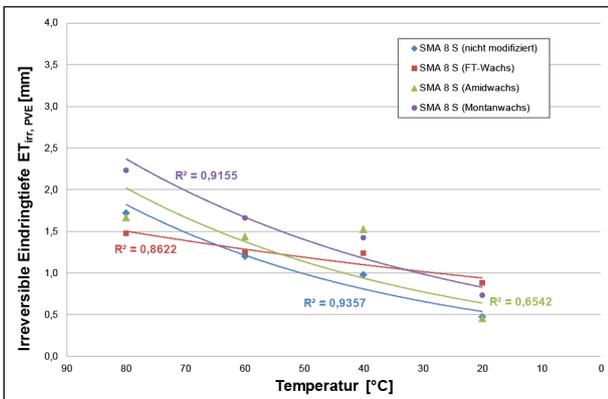


Bild 57: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

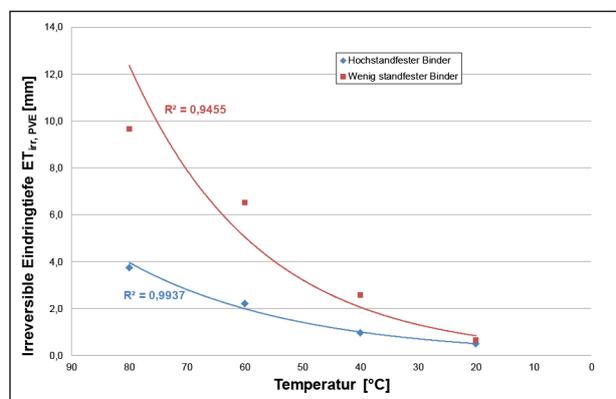


Bild 60: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 S auf unterschiedlich standfesten Asphaltbindern

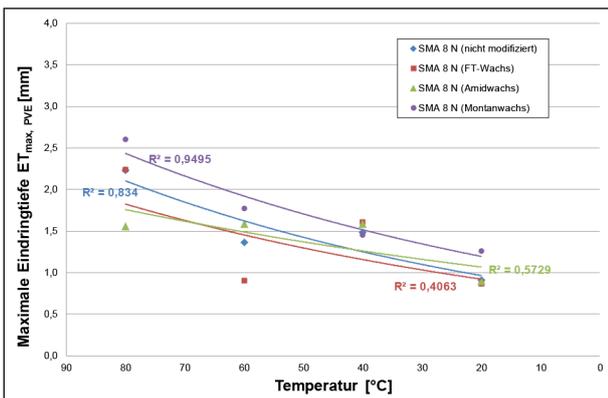


Bild 58: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{max,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

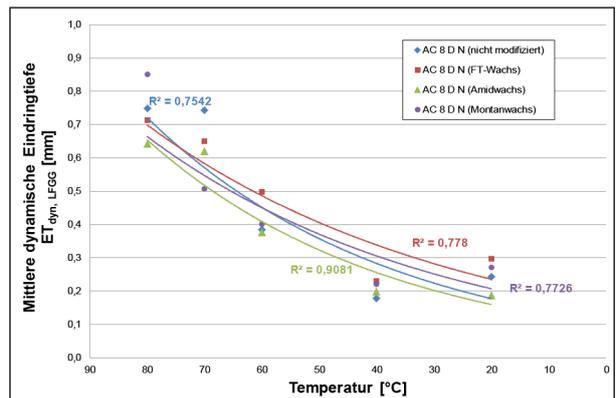


Bild 61: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

In den Bildern 50 und 51 sind die temperaturabhängigen maximalen bzw. irreversiblen Eindringtiefen des Asphalts AC 8 D N dargestellt. Die verschiedenen Modifizierungen der Bindemittel (nicht modifiziert, FT-Wachs, Amidwachs und Montanwachs) sind farblich gekennzeichnet. Grundsätzlich weisen alle Funktionsverläufe eine plausible Zunahme der Eindringtiefe bei Erhöhung der Asphalttemperatur

auf. Die mathematisch idealisierten exponentiellen Zusammenhänge dieser Größen weisen jedoch nur Bestimmtheitsmaße von 0,6362 bis 0,8375 auf, da primär die Messwerte bei 60 °C nicht mit dem Trend der übrigen Temperaturen übereinstimmen.

In den Bildern 52 und 53 sind die bei dem AC 11 D S bestimmten Kennwerte des PVE-Testers für 20, 40,

60 und 80 °C dargestellt. Die Bindemittelmodifizierungen sind farblich unterschieden. Im Gegensatz zu den übrigen Modifizierungen weisen die Varianten unter Verwendung von FT-Wachs nur eine geringe Temperaturabhängigkeit und zudem eine schwache Korrelation (0,3604 bzw. 0,3485) auf.

Den Bildern 54 und 55 sind die temperaturabhängigen maximalen und irreversiblen Eindringtiefen der Splittmastixasphalte SMA 5 S unter Verwendung der verschiedenen Bindemittelmodifikationen zu entnehmen. Alle Varianten weisen ein stark temperaturabhängiges Verhalten und mit Ausnahme weniger Messungen eine gute Korrelationen (0,7251 bis 0,9388) auf.

In den Bildern 56 und 57 sind die mittels PVE-Tester bestimmten Untersuchungsergebnisse des SMA 8 S dargestellt. Für jede Modifizierungsart sind die temperaturabhängigen Zusammenhänge abgebildet. Die Zunahme der Eindringtiefe mit steigender Asphalttemperatur ist vor allem bei der Variante unter Verwendung von FT-Wachs wenig ausgeprägt. Die Bestimmtheitsmaße sind mit Ausnahme der Amidwachs-Variante (0,6863 bzw. 0,6542) mit wenigstens 0,8622 sehr hoch.

Analog zu den vorangegangenen Bildern werden in den Bildern 58 und 59 die ermittelten temperaturabhängigen Kenngrößen des Splittmastixasphalts SMA 8 N, jeweils in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung dargestellt. Die temperaturabhängige Steifigkeitszunahme ist bei allen Modifizierungsvarianten relativ gering. Die Messergebnisse streuen trotz ausreichender Präzision der Einzelbestimmungen bei den Asphalten unter Verwendung von Amid- bzw. FT-Wachs mit Bestimmtheitsmaßen von 0,3677 bis 0,4063 sehr stark. Die übrigen Varianten weisen dagegen deutliche mathematische Zusammenhänge (0,826 bis 0,9495) auf.

In Bild 60 sind die irreversiblen Eindringtiefen der beiden Zweischichtsystemen bei 20, 40, 60 und 80 °C dargestellt. Untersucht wurde jeweils ein SMA 8 S auf einem Asphaltbinder: in einem Fall ein hochstandfester und im anderen Fall ein wenig standfester Binder. Beide Varianten weisen eine eindeutige Temperaturabhängigkeit mit sehr hohen Bestimmtheitsmaßen von 0,9937 bzw. 0,9455 auf.

5.3.4 Versuchsergebnisse mit dem mod. LFGG

In Tabelle A-35 bis A-39 des Anhangs sind die gemittelten dynamischen und die aufsummierten ir-

reversiblen Eindringtiefen zusammengefasst, die mittels mod. LFGG im Labor bestimmt wurden. Neben den Einzelwerten sind die jeweiligen arithmetischen Mittel angegeben. Diese Mittelwerte sind in den folgenden Bildern – getrennt nach Asphaltarten – dargestellt. Jeweils in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur sind für jede Bindemittelmodifizierung die Eindringtiefen und die exponentiellen Ausgleichskurve einschließlich dazugehörigen Bestimmtheitsmaßen abgebildet.

In den Bildern 61 und 62 sind die beschriebenen Zusammenhänge für den Asphaltbeton AC 8 D N grafisch dargestellt. Dabei weisen die irreversiblen Eindringtiefen einen wesentlich ausgeprägteren Einfluss der Asphalttemperatur und mit wenigstens 0,955 deutlich höhere Bestimmtheitsmaße auf.

In den Bildern 63 und 64 sind die Untersuchungsergebnisse des mod. LFGG für die Laborproben des AC 11 D S abgebildet. Für jede Modifizierungsvariante sind die Eindringtiefen bei 20, 40, 60, 70 und 80 °C gegeben. Sowohl die dynamischen als auch die irreversiblen Eindringtiefen weisen eine plausible Steigung bei Erhöhung der Asphalttemperatur auf. Die mathematischen Zusammenhänge sind bei dem Kriterium der irreversiblen Eindringtiefe etwas deutlicher.

Analog zu den Asphaltbetonen sind in den Bildern 65 und 66 die temperaturabhängigen gemittelten dynamischen bzw. aufsummierten irreversiblen Eindringtiefen des SMA 5 S grafisch dargestellt. Die Bindemittelmodifizierung ist ebenfalls farblich gekennzeichnet. Zwischen Verformungsbeständigkeit und Asphalttemperatur bestehen bezüglich beider Kennwerte sehr deutliche Korrelationen von wenigstens 0,873.

In den Bildern 67 und 68 sind die Kennwerte der unterschiedlich modifizierten, temperaturabhängigen Splittmastixasphalte SMA 8 S abgebildet. Die temperaturabhängige Zunahme der Steifigkeit wird durch Exponentialfunktionen mit Bestimmtheitsmaßen von 0,9187 bis 0,969 mathematisch sehr präzise erfasst.

In den Bildern 69 und 70 sind analog zu den obigen Darstellungen die modifizierungs- und temperaturabhängigen mittleren dynamischen bzw. aufsummierten irreversiblen Eindringtiefen der SMA 8 N-Varianten abgebildet. Alle Varianten zeigen abnehmende Verformungsbeständigkeit bei Erwärmung und mit einem minimalen Bestimmtheits-

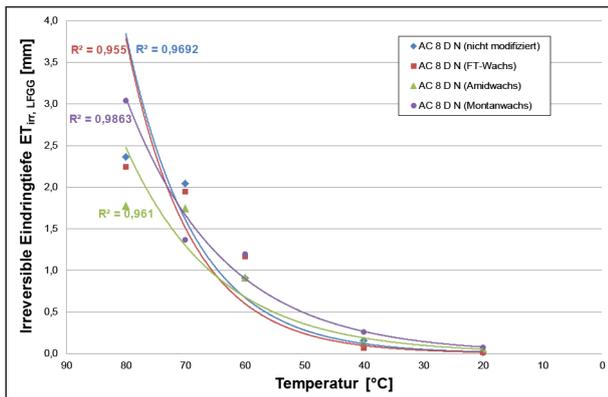


Bild 62: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

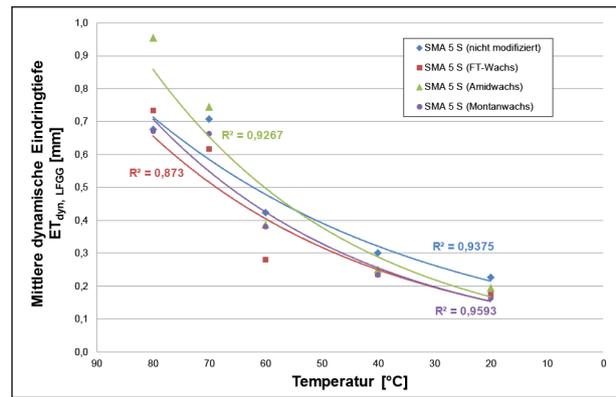


Bild 65: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

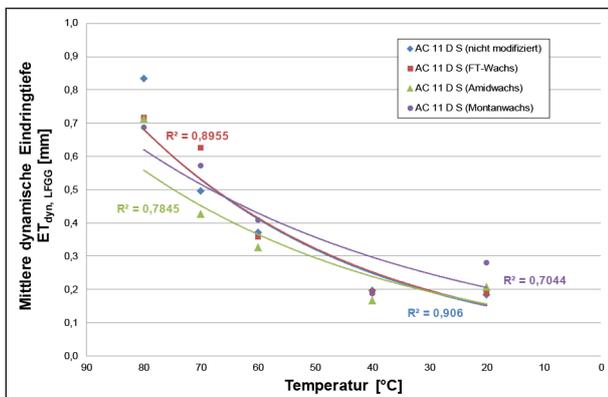


Bild 63: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

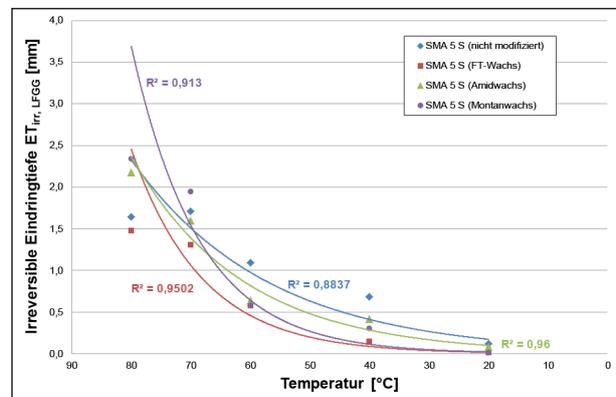


Bild 66: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

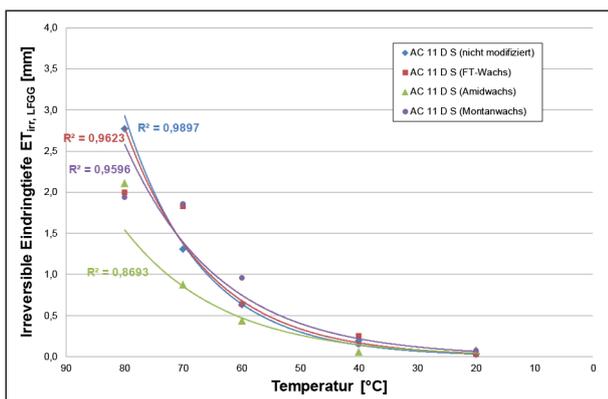


Bild 64: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

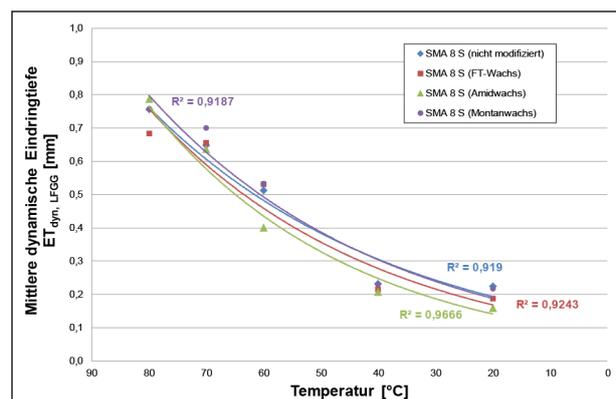


Bild 67: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

maß von 0,7509 einen deutlichen Zusammenhang zwischen Temperatur und Eindringtiefe.

Der Einfluss unterschiedlicher Binderschichten auf die temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe ist in Bild 71 grafisch dargestellt. Bei identischer Deckschicht aus Splittmastixasphalt SMA 8 S wur-

den ein hochstandfester und ein wenig standfester Asphaltbinder verwendet, die jeweils mit der Deckschicht zusammen temperiert wurden. Die starke Temperaturabhängigkeit vor allem im Fall des wenig standfesten Binders wird durch eine Exponentialfunktion mathematisch relativ präzise (Bestimmtheitsmaße: 0,887 bzw. 0,9513) wiedergegeben.

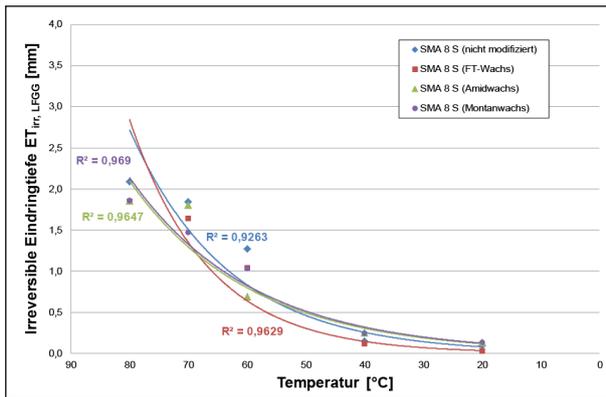


Bild 68: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{ir,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

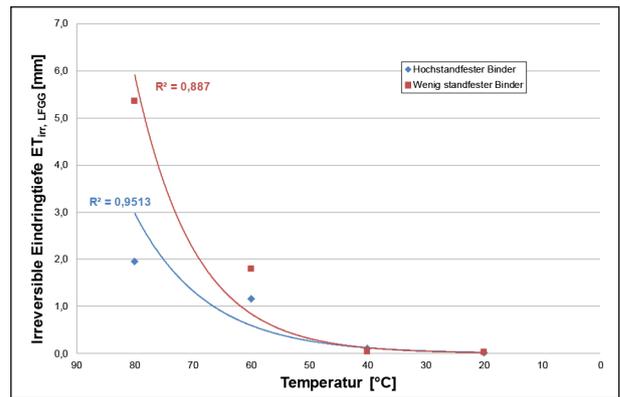


Bild 71: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{ir,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 S auf unterschiedlich standfesten Asphaltbindern

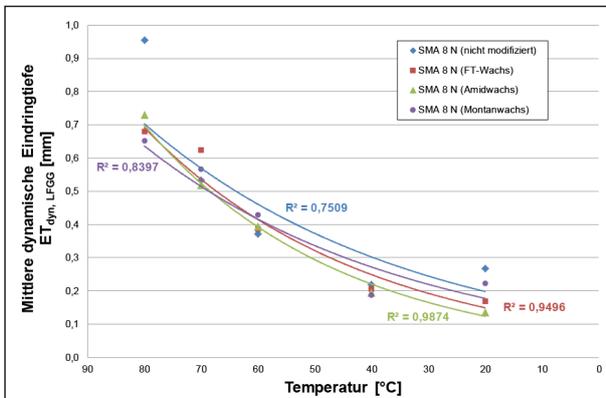


Bild 69: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

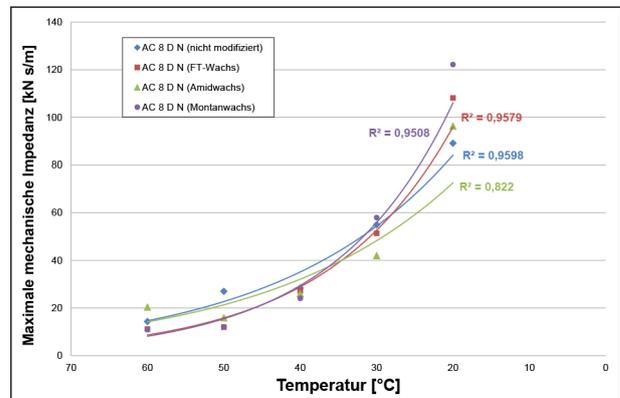


Bild 72: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

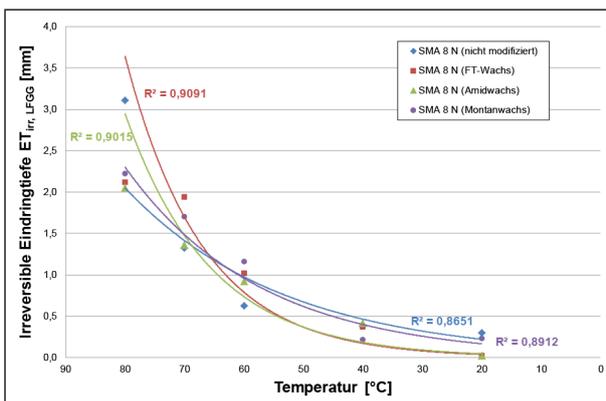


Bild 70: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{ir,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

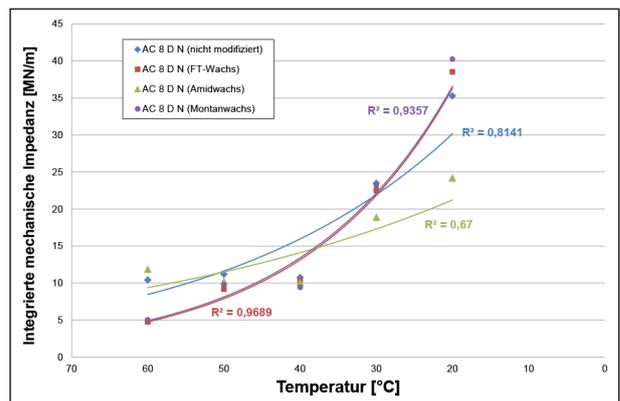


Bild 73: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

5.3.5 Versuchsergebnisse mit dem Impulshammer

Im Anhang (Tabelle A-40 bis A-44) sind die Laborresultate der Impulshammer-Messungen zusammengefasst. Jeweils in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur sind die maximalen und die inte-

grierten mechanischen Impedanzen der 20 Asphalte (fünf Asphaltarten mit jeweils vier Bitumenmodifizierungen) angegeben. Neben den Einzelwerten sind jeweils die arithmetischen Mittel der Doppelbestimmungen notiert. Diese Mittelwerte sind in den folgenden Bildern – unterteilt nach den verwendeten Asphaltarten – grafisch dargestellt. Neben den

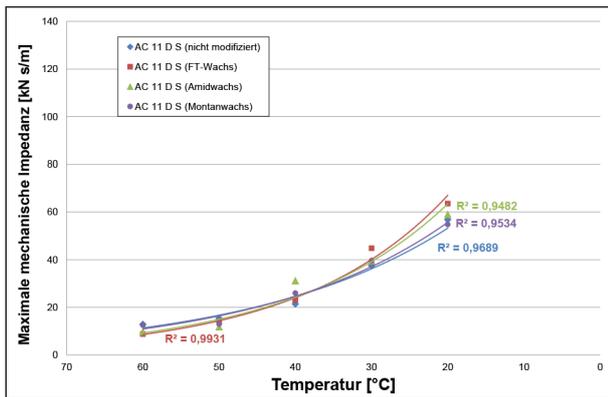


Bild 74: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

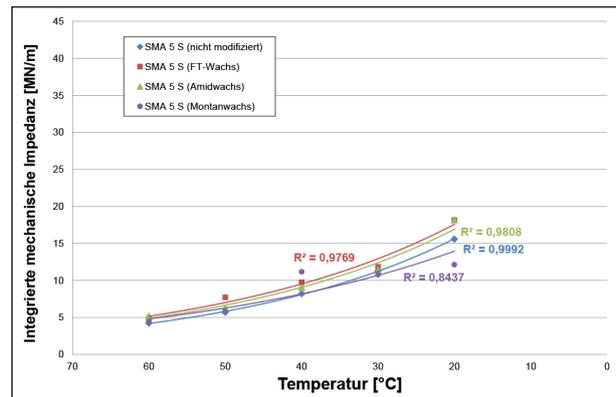


Bild 77: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

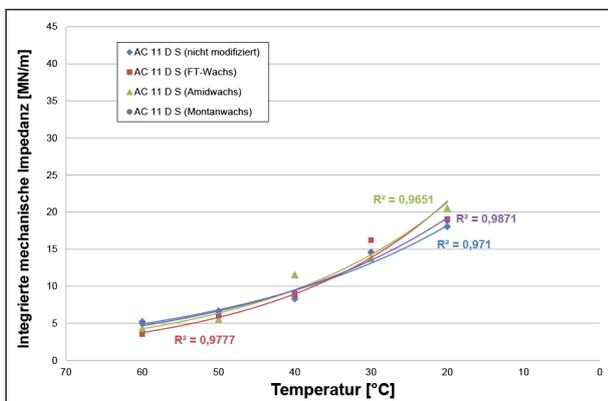


Bild 75: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

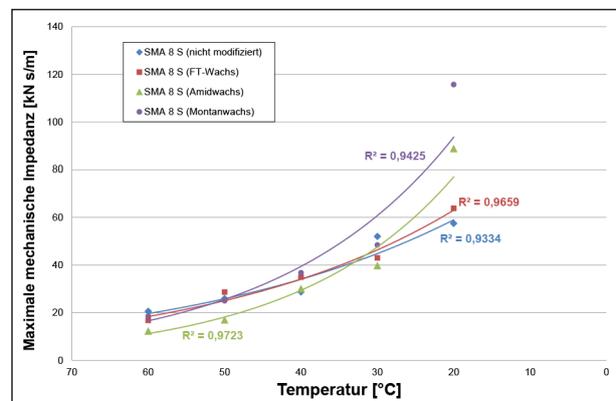


Bild 78: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

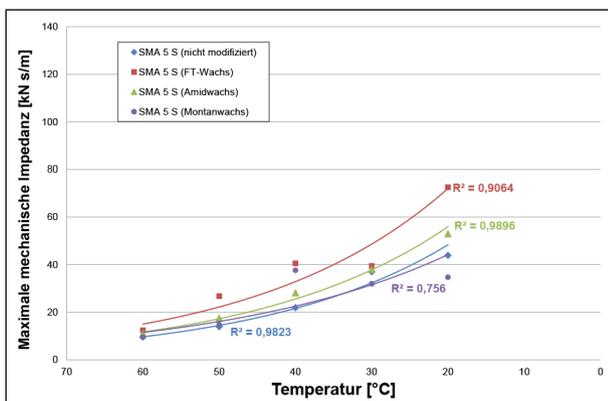


Bild 76: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

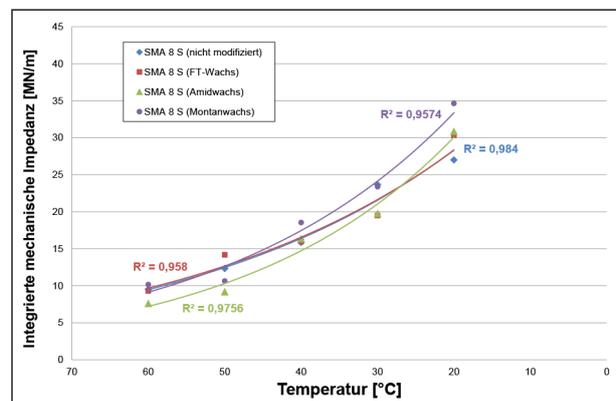


Bild 79: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemittel

mechanischen Kennwerten sind die Zusammenhänge zwischen diesen und der Asphalttemperatur anhand von Exponentialfunktionen für jede Bindemittelmodifizierung einschließlich der zugehörigen Bestimmtheitsmaßen dargestellt.

In den Bildern 72 und 73 sind die beschriebenen Zusammenhänge für den Asphaltbeton AC 8 D N abgebildet. Sowohl bezüglich der maximalen als

auch der integrierten mechanischen Impedanz ist eine deutliche Zunahme der Steifigkeit bei Reduzierung der Asphalttemperatur ersichtlich. Mit einer Ausnahme werden die mathematischen Zusammenhänge zwischen Temperatur und mechanischer Impedanz durch Exponentialfunktionen sehr präzise erfasst. Die Bestimmtheitsmaße betragen in einem Fall 0,67, in allen übrigen Fällen wenigstens 0,822.

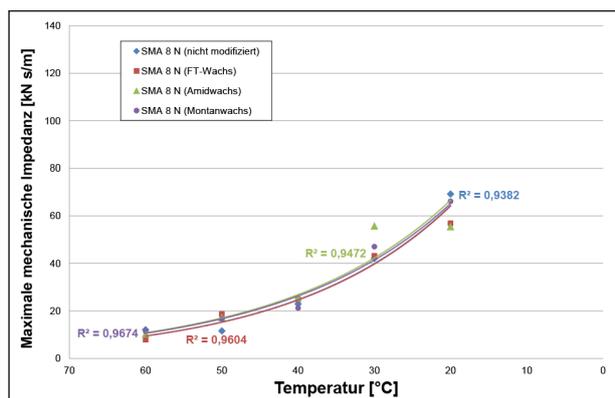


Bild 80: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

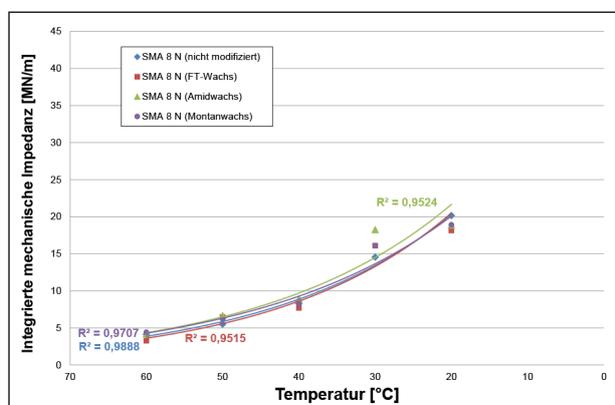


Bild 81: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

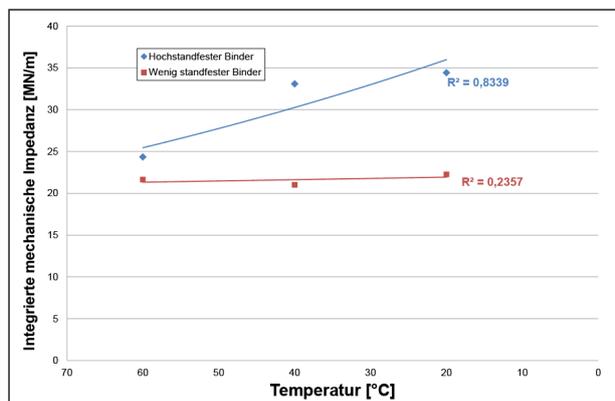


Bild 82: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

Die Zusammenhänge zwischen Asphalttemperatur und der maximalen bzw. der integrierten mechanischen Impedanz des AC 11 D S sind für die verschiedenen Bindemittelmodifizierungen in den Bildern 74 und 75 farblich dargestellt. Der Rückgang der mechanischen Impedanz bei Erwärmung ist plausibel und die Zusammenhänge mit Bestimmtheitsmaßen von 0,9524 bis 0,9931 sehr hoch.

In den Bildern 76 und 77 sind die mittels Impulshammer bestimmten Größen bei 20, 30, 40, 50 und 60 °C für den unter Verwendung unterschiedlich modifizierter Bindemittel hergestellten SMA 5 S abgebildet. Die Erhöhung der mechanischen Impedanz bei Rückgang der Temperatur ist wenig ausgeprägt, mit Bestimmtheitsmaßen von 0,756 bis 0,9992 aber eindeutig.

Die temperatur- und modifizierungsabhängigen Kenngrößen des Splittmastixasphalts SMA 8 S sind in den Bildern 78 und 79 grafisch dargestellt. Die Temperaturabhängigkeit der Kennwerte ist relativ ausgeprägt, plausibel und mit Bestimmtheitsmaßen von wenigstens 0,934 mathematisch sehr präzise zu erfassen.

Analog zu den vorangegangenen Darstellungen sind in den Bildern 80 und 81 die temperaturabhängigen mechanischen Impedanzen des SMA 8 N in Abhängigkeit der jeweiligen Bindemittelmodifizierung abgebildet. Die Bestimmtheitsmaße der stets bei Erwärmung abnehmenden mechanischen Impedanzen zur Asphalttemperatur sind mit 0,9382 bis 0,9888 sehr hoch.

Dem Bild 82 sind die temperaturabhängigen integrierten mechanischen Impedanzen der beiden Zweischichtsysteme jeweils bei 20, 40 und 60 °C zu entnehmen. Dabei wurden Deckschichten aus Splittmastixasphalt SMA 8 S, sowie ein hochstandfester bzw. ein wenig standfester Asphaltbinder verwendet. Die mechanischen Impedanzen zeigen eine geringe (hochstandfester Binder) bzw. minimale (wenig standfester Binder) Zunahme bei Reduzierung der Asphalttemperatur. Das Bestimmtheitsmaß von 0,8339 im Fall des hochstandfesten Binders ist im Gegensatz zu dem wenig standfesten Binder (0,2357) hoch. Allerdings weisen auch die Messungen des hochstandfesten Binders mit 6,5 bis 7,6 MN/m² verglichen mit den Differenzen der Mittelwerte sehr große Streuungen auf.

5.4 Ergebnisse der Messungen in situ

5.4.1 Versuchsergebnisse mit dem PVE-Tester

In Tabelle A-1 bis A-10 des Anhangs sind die gemäß Bild 43 definierten Gesamteindringtiefen ET_{ges} und die irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ der beprobten Versuchsstrecken zusammengefasst. Darin sind die Eindringtiefen, die nach einer zwischenzeit-

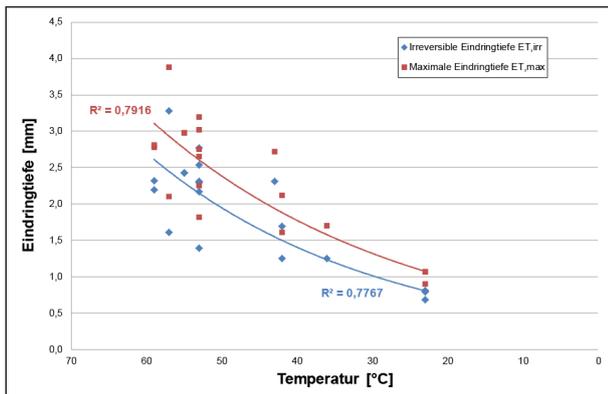


Bild 83: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Adorf (D1)

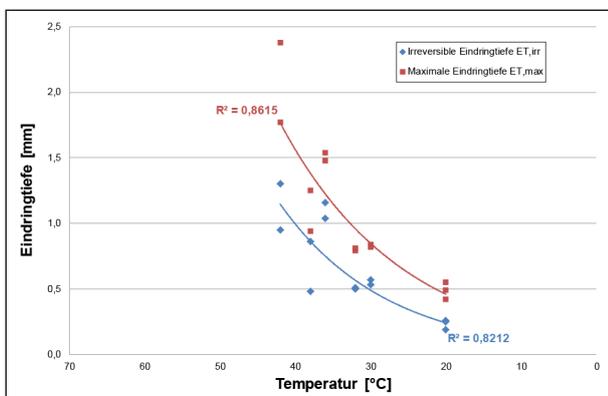


Bild 84: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Binderschicht Alpen (B1)

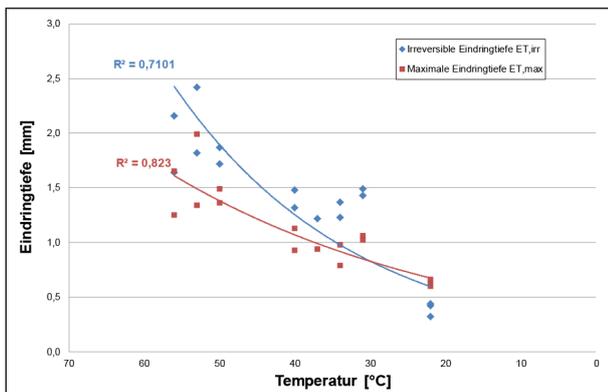


Bild 85: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Alpen (D2)

lichen vollständigen Abkühlung gemessen wurden, speziell gekennzeichnet. Neben diesen Kennwerten sind für jede Baumaßnahme die während der Messung ermittelten Oberflächentemperaturen angegeben. Diese Kennwerte sind in den folgenden Bildern 83 bis 92 grafisch dargestellt. Zusätzlich sind die Zusammenhänge zwischen Oberflächentemperatur und den jeweiligen Kenngrößen durch exponentielle Ausgleichsfunktionen inklusive der dazugehörigen Bestimmtheitsmaße angegeben.

In Bild 83 sind die nach dem Einbau der Deckschicht aus Splittmastixasphalt SMA 8 S bei der Baumaßnahme in Adorf (D1) bestimmten temperaturabhängigen Kenngrößen des PVE-Testers abgebildet. Die Messungen wurden bei Oberflächentemperaturen von 59 bis 36 °C am Einbautag und 23 °C am Folgetag durchgeführt. Die Bestimmtheitsmaße der Exponentialfunktion zwischen der Oberflächentemperatur und der irreversiblen bzw. der maximalen Eindringtiefe betragen 0,7767 bzw. 0,7916.

Den Bildern 84 und 85 sind die bei der Baumaßnahme in Alpen gewonnenen Untersuchungsergebnisse zu entnehmen. In Bild 84 die temperaturabhängigen Eindringtiefen des Binders AC 16 B D (B1) und in Bild 85 jene der Deckschicht aus Asphaltbeton AC 11 D S (D2). Die Oberflächentemperaturen des Binders betragen bei den Messungen 42 bis 20 °C und die Oberflächentemperaturen der Deckschicht 56 bis 22 °C. Die mathematisch idealisierten Zusammenhänge zwischen den Oberflächentemperaturen und den Eindringtiefen weisen Bestimmtheitsmaße von 0,7101 bis 0,8615 auf.

Die in den Bildern 86 bis 87 dargestellten temperaturabhängigen maximalen bzw. irreversiblen Eindringtiefen wurden auf Baustellen in Bochum gemessen. Bild 86 sind die Untersuchungsergebnisse der Binderschicht (B2) und Bild 87 jene der Deckschicht (D3) auf der A 448 zu entnehmen. Die Messungen auf dem Asphaltbinder AC 16 B S (B2) wurden bei einer Oberflächentemperatur von 54 °C und die Messungen auf der Deckschicht aus Splittmastixasphalt SMA 8 S (D2) bei 48 °C begonnen. Im vollständig abgekühlten Zustand betragen die Oberflächentemperaturen jeweils 20 °C. Die Rückgänge der Eindringtiefen während der Abkühlung sind mit Exponentialfunktionen mathematisch präzise zu erfassen; die Bestimmtheitsmaße betragen 0,8668 bis 0,9579.

In den Bildern 88 und 89 sind die nach dem vollständigen Abkühlen an unterschiedlich warmen Sommertagen ermittelten Eindringtiefen der Deckschichten aus Splittmastixasphalte SMA 8 S auf der Königsallee (D4*, Bild 88) und der Uemmingstraße (D5*, Bild 89) jeweils in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur abgebildet. Bei Oberflächentemperaturen, die durch die Wetterbedingungen 23, 40 bzw. 50 °C betragen, wurden jeweils Doppelbestimmungen durchgeführt. Die Exponentialfunktionen zwischen Oberflächentemperatur und den Eindringtiefen weisen sehr hohe Bestimmtheitsmaße von 0,9436 bis 0,9741 auf.

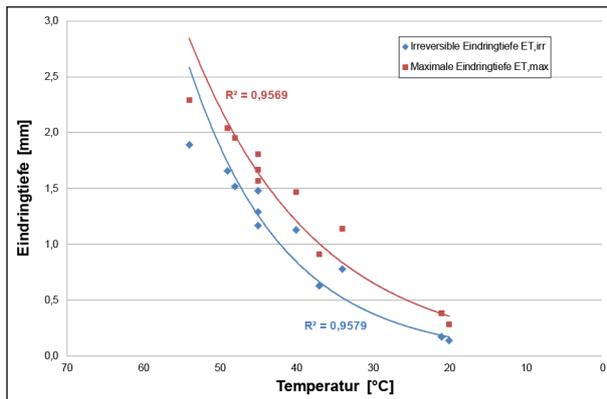


Bild 86: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Binderschicht Bochum (A 448, B2)

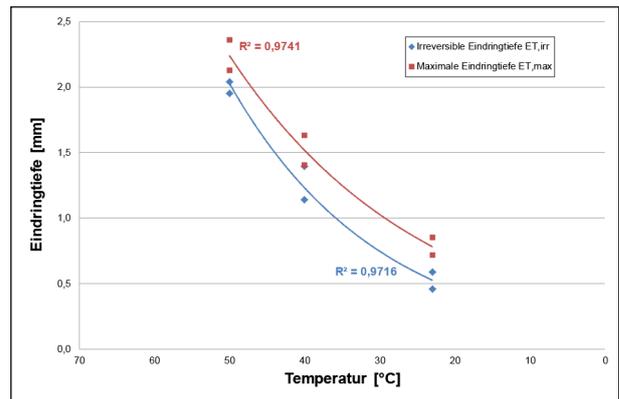


Bild 89: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Bochum (Uemmingerstraße, D5*)

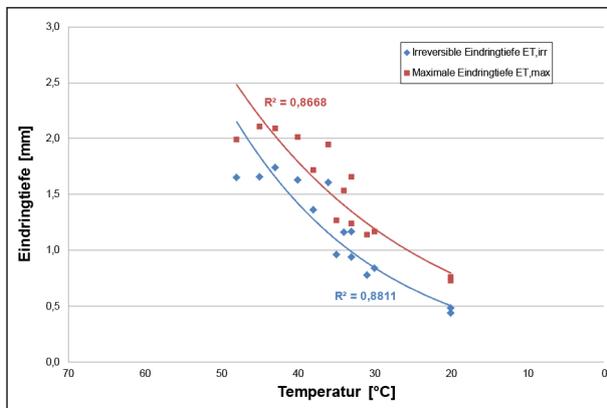


Bild 87: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Bochum (A 448, D3)

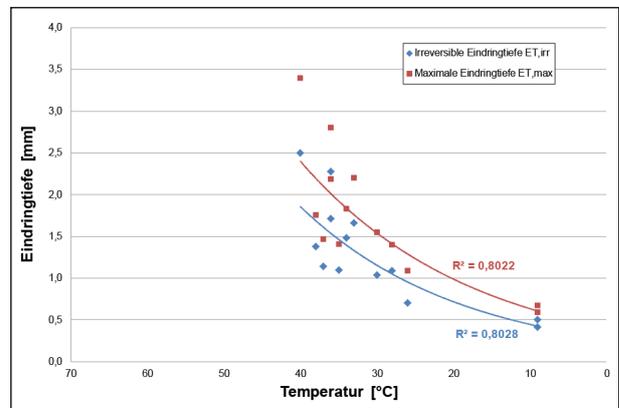


Bild 90: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Chemnitz (D6)

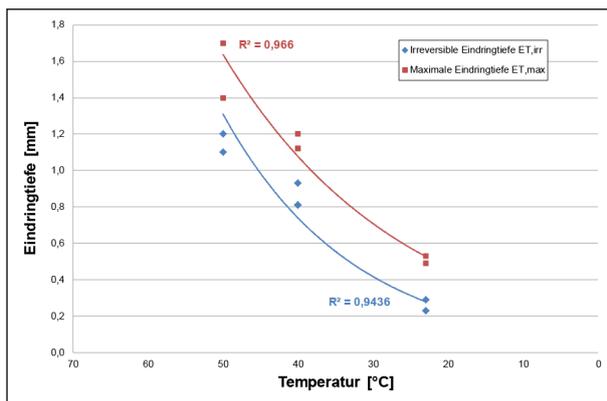


Bild 88: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Bochum (Königsallee, D4*)

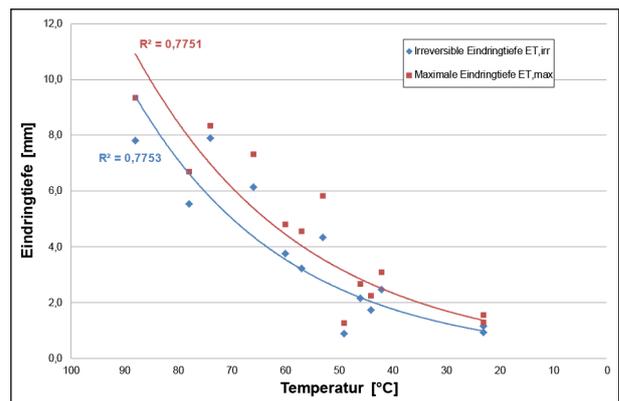


Bild 91: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Binderschicht Wittenberg (B3)

Dem Bild 90 sind die temperaturabhängigen Kenngrößen zu entnehmen, die nach dem Einbau des SMA 8 S in Chemnitz (D6) gemessen wurden. Die ermittelten Eindringtiefen bei Oberflächentemperaturen zwischen 40 und 9 °C weisen mit Bestimmtheitsmaßen von 0,8028 bzw. 0,8022 einen direkten mathematischen Zusammenhang auf.

In den Bildern 91 und 92 sind die mittels PVE-Tester auf der Binderschicht SMA 16 B S (B3, Bild 91) bzw. der Deckschicht aus Splittmastixasphalt SMA 11 S (D8, Bild 92) in Wittenberg gemessenen Größen jeweils in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur dargestellt. Die Bilder 91 und 92 enthalten die Messwerte, die bei Oberflächentemperaturen von

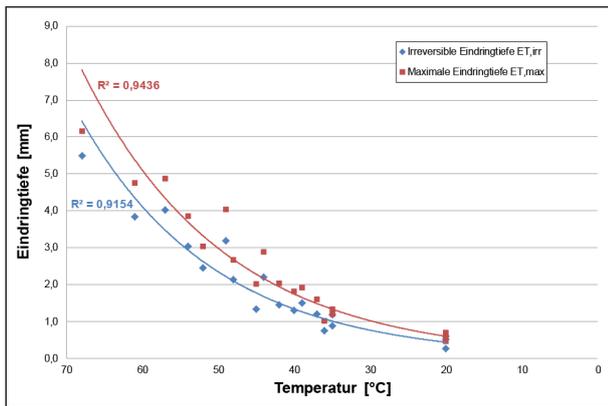


Bild 92: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Wittenberg (D8)

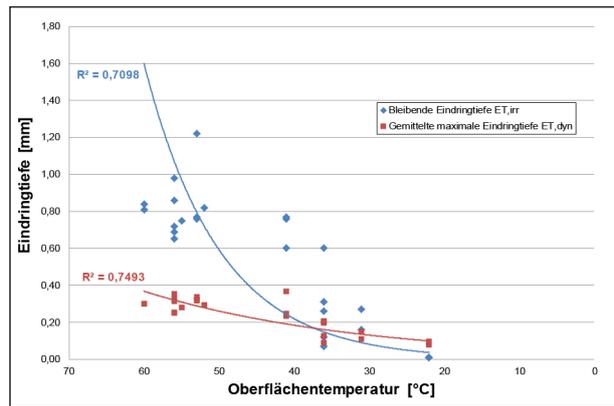


Bild 95: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Alpen (B2)

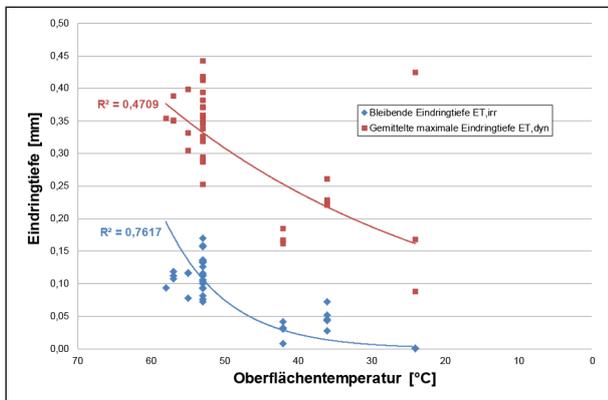


Bild 93: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Adorf (D1)

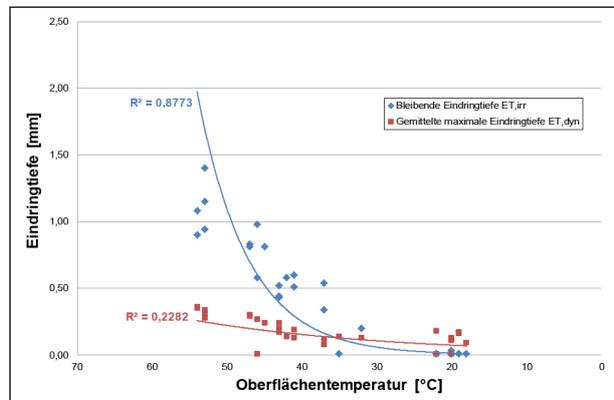


Bild 96: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Binderschicht Bochum (A 448, B2)

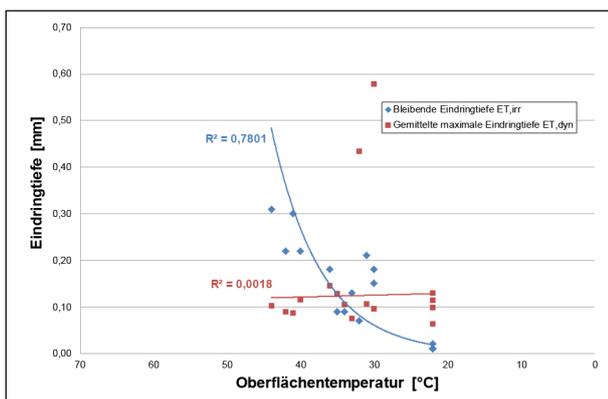


Bild 94: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Binderschicht Alpen (B1)

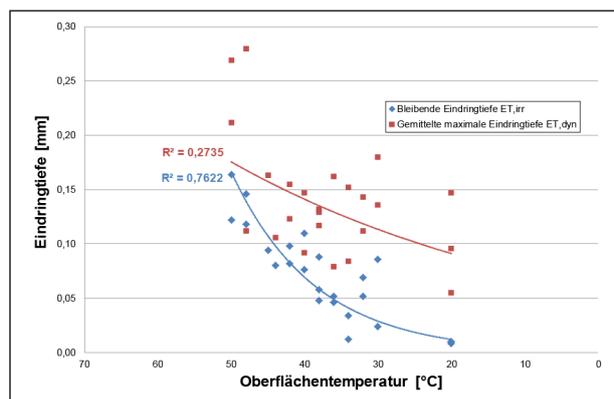


Bild 97: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Bochum (A 448, D3)

88 bis 23 °C (B3) bzw. 68 bis 20 °C (D8) bestimmt wurden. Die Bestimmtheitsmaße zwischen Oberflächentemperatur und maximaler bzw. irreversibler Eindringtiefe betragen 0,7751 bzw. 0,7753 bei dem Binder und 0,9436 bzw. 0,9154 bei der Deckschicht.

5.4.2 Versuchsergebnisse mit dem mod. LFGG

In Tabelle A-11 bis A-21 des Anhangs sind die in Kapitel 5.1 definierten Kennwerte der Messungen mit dem mod. LFGG zusammengefasst. Die nach zwi-

schenzeitlicher vollständiger Abkühlung bestimmten Kennwerte sind gesondert gekennzeichnet. Dazu sind die Oberflächentemperaturen angegeben, die während der Messungen aufgezeichnet wurden. In den Bildern 93 bis 103 sind die Ergebnisse der Messungen mit dem mod. LFGG der einzelnen Baumaßnahmen jeweils in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur grafisch dargestellt. Ergänzend sind für jede Messreihe die Zusammenhänge zwischen der mittleren dynamischen bzw. der aufsummierten irreversiblen Eindringtiefe und der Oberflächentemperatur durch eine Exponentialfunktion einschließlich dazugehörigem Bestimmtheitsmaß gegeben.

In Bild 93 sind die beschriebenen Zusammenhänge für die Baumaßnahme Splittmastixasphalt SMA 8 S in Adorf (D1) dargestellt. Die Oberflächentemperaturen betragen bei den Messungen 58 bis 24 °C. Die Steifigkeitszunahme während der Abkühlung wird im Fall der irreversiblen Eindringtiefe mit einem Bestimmtheitsmaß von 0,7617 mathematisch relativ präzise, im Fall der dynamischen Eindringtiefe (0,4709) nur grob erfasst.

Den Bildern 94 (Binderschicht AC 16 B S, B1) und 95 (Deckschicht AC 11 D S, D2) sind die Zusammenhänge zwischen Oberflächentemperatur und den Messwerten des mod. LFGG bei den Baumaßnahmen in Alpen zu entnehmen. Die Ergebnisse umfassen ein Temperaturspektrum von 44 bis 22 °C bei dem Binder und 60 bis 22 °C bei der Deckschicht. Zwischen der gemessenen dynamischen Eindringtiefe und der Oberflächentemperatur besteht im Fall der Binderschicht kein Zusammenhang. Das Bestimmtheitsmaß beträgt lediglich 0,0018. Die übrigen Kombinationen weisen dagegen mit 0,7098 bis 0,7801 deutliche Korrelationen auf.

In den Bildern 96 (Binderschicht AC 16 B S, B2) und 97 (Deckschicht SMA 8 S, D3) sind die gemittelten dynamischen und die aufsummierten irreversiblen Eindringtiefen, die auf der A 448 in Bochum bestimmt wurden, gegen die dazugehörigen Oberflächentemperaturen aufgetragen. Die Messungen wurden auf dem Binder bei 54 °C und bei dem Splittmastix bei 50 °C begonnen und jeweils etwa bei 20 °C beendet. Die Steifigkeitszunahme während der Abkühlung wird anhand des Kriteriums der irreversiblen Eindringtiefe mit 0,8773 bzw. 0,7622 mathematisch präzise erfasst. Zwischen Oberflächentemperatur und dynamischer Eindringtiefe bestehen dagegen mit 0,2282 bzw. 0,2735 keine aussagekräftigen Korrelationen.

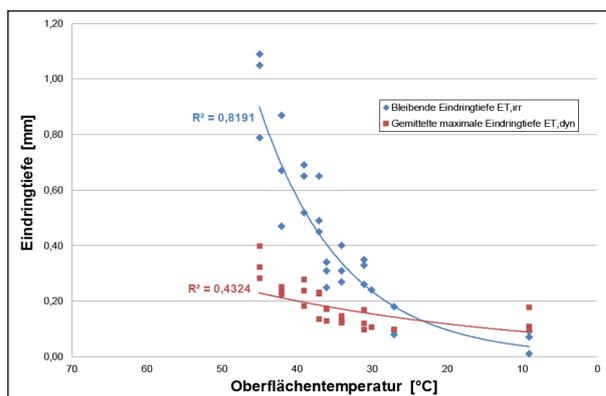


Bild 98: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Bochum (Königsallee, D4*)

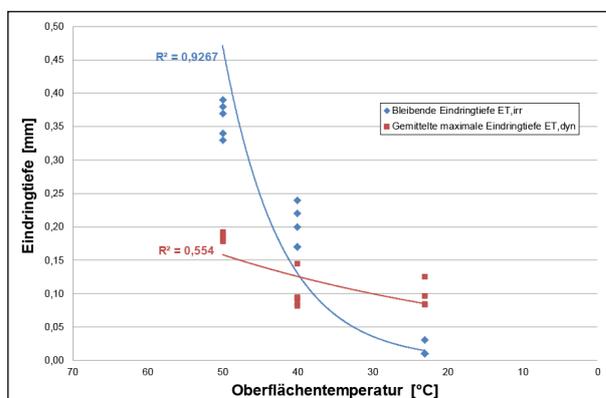


Bild 99: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Bochum (Uemmingerstraße, D5*)

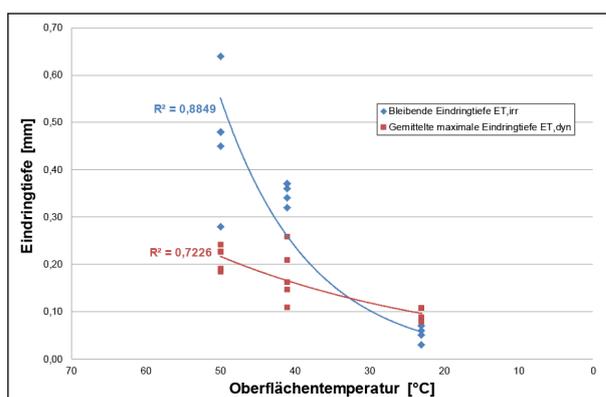


Bild 100: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Chemnitz (D6)

Den Bildern 98 (Bochum Königsallee, D4*) und 99 (Bochum Uemmingerstraße, D5*) sind die Kennwerte zu entnehmen, die an unterschiedlich warmen Sommertagen auf Splittmastixasphalten SMA 8 S ermittelt wurden, die bereits einige Zeit genutzt wurden. Auch bei diesen Bildern sind die – in diesen Fällen durch die Wetterbedingungen verursachten – Oberflächentemperaturen in Zusammenhang mit den Fallgewichtsergebnissen dargestellt. Die Ober-

flächentemperaturen betragen 23, 40 bzw. 50 °C. Je Messtemperatur wurde eine Vierfachbestimmung durchgeführt. Das Bestimmtheitsmaß zwischen Oberflächentemperatur und irreversibler Eindringtiefe ist mit 0,9267 sehr hoch. Zwischen Oberflächentemperatur und dynamischer Eindringtiefe besteht dagegen mit 0,554 ein mathematisch wenig präzise zu erfassender Zusammenhang.

In Bild 100 sind die nach dem Einbau des Splittmas-tixasphalts SMA 8 S in Chemnitz (D6) mittels mod. LFGG gemessenen Eindringtiefen in Abhängigkeit von der jeweiligen Oberflächentemperatur dargestellt. Das Spektrum der erfassten Oberflächentemperaturen geht von 45 bis 9 °C. Die Zunahme der Verformungsbeständigkeit als Funktion der Oberflächentemperatur ist anhand der irreversiblen Eindringtiefe (0,8191) präzise zu erfassen. Im Fall der dynamischen Eindringtiefe beträgt das Bestimmtheitsmaß dagegen nur 0,4324.

Die Zusammenhänge zwischen Oberflächentemperatur und den dazugehörigen dynamischen bzw. irreversiblen Eindringtiefen auf der Deckschicht PMA 5 in Düsseldorf sind in Bild 101 grafisch dargestellt. Von den Oberflächentemperaturen von 50 bis 28 °C besteht ein direkter Zusammenhang zur irreversiblen Eindringtiefe (0,8527) und ein mathematisch unbedeutender zur dynamischen Eindringtiefe (0,2894).

Den Bildern 102 (Binderschicht SMA 16 B S, B3) und 103 (Deckschicht SMA 11 S, D8) sind die mittels mod. LFGG bei der Baumaßnahme in Wittenberg gemessenen Ergebnisse jeweils in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur abgebildet. Die Messergebnisse umfassen ein Temperaturspektrum von 88 bis 23 °C im Fall der Binder- und 46 bis 20 °C im Fall der Deckschicht. Die temperaturabhängige Zunahme der Steifigkeit ist bei dem Binder B3 sowohl anhand der irreversiblen als auch anhand der dynamischen Eindringtiefe mathematisch präzise zu erfassen (0,8182 bzw. 0,9354). Die Exponentialfunktion zwischen Oberflächentemperatur und irreversibler Eindringtiefe weist im Fall der Deckschicht ein hohes Bestimmtheitsmaß von 0,9482 auf, während zur dynamischen Eindringtiefe nur ein mäßig präziser Zusammenhang (0,5587) besteht.

5.4.3 Versuchsergebnisse mit dem Impulshammer

Tabelle A-22 bis A-29 des Anhangs sind die in Kapitel 5.1 definierten Kenngrößen der auf den verschie-

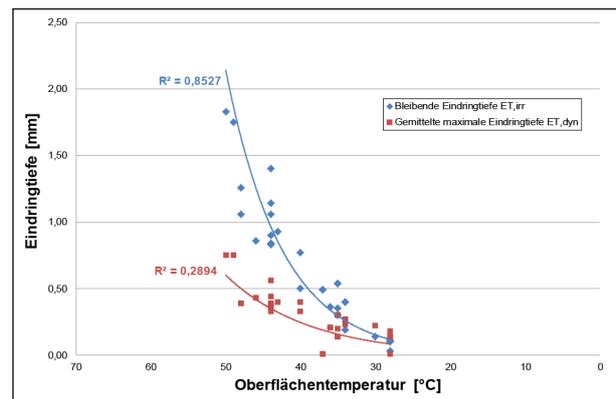


Bild 101: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Düsseldorf (D7)

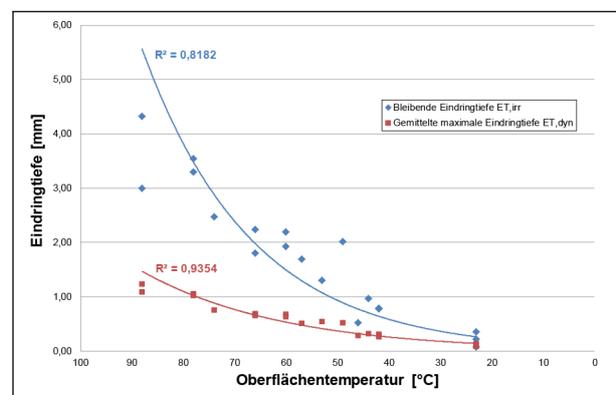


Bild 102: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Binderschicht Wittenberg (B3)

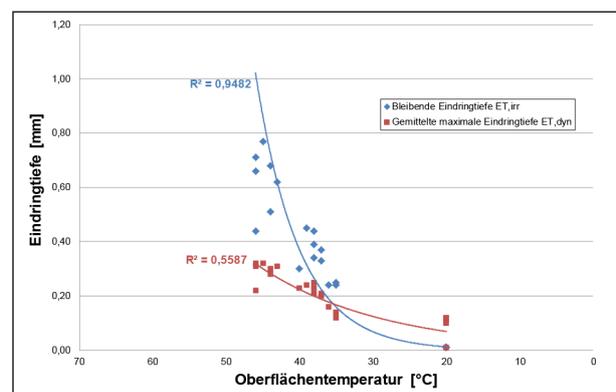


Bild 103: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Wittenberg (D8)

denen Baustellen durchgeführten Messungen mittels Impulshammer jeweils in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur zu entnehmen. Diese Daten sind mit den Bildern 104 bis 111 ausgewertet worden. Zusätzlich sind in den Bildern die Zusammenhänge zwischen der Oberflächentemperatur und den mechanischen Impedanzen durch Exponentialfunktionen inklusive dazugehöriger Bestimmtheitsmaße quantifiziert.

In Bild 104 sind die Zusammenhänge zwischen Oberflächentemperatur und der maximalen bzw. der integrierten mechanischen Impedanz des Splittmas-tixasphalts SMA 8 S in Adorf (D1) grafisch dargestellt. Die Messungen, die bei Oberflächentemperaturen zwischen 52 und 23 °C durchgeführt wurden, weisen mit Bestimmtheitsmaßen von 0,0516 bzw. 0,0201 keine mathematischen Zusammenhänge zwischen Temperatur und mechanischer Impedanz auf.

Die mittels Impulshammer bei der Baumaßnahme in Alpen ermittelten temperaturabhängigen Messwerte sind in den Bildern 105 (Binderschicht AC 16 B S, B1) und 106 (Deckschicht AC 11 D S, D2) dargestellt. Die Messungen wurden bei 45 °C (B1) bzw. 38 °C (D2) begonnen und jeweils bei 20 °C beendet. Die Bestimmtheitsmaße zwischen den Oberflächentemperaturen und den mechanischen Impedanzen sind mit 0,1645 bis 0,5023 sehr niedrig. Im Gegensatz zu den übrigen Funktionsverläufen weist die maximale mechanische Impedanz einen nicht plausiblen Rückgang während der Abkühlung auf.

Den Bildern 107 (Binderschicht AC 16 B S, B2) und 108 (Deckschicht SMA 8 S, D3) sind die auf der A 448 in Bochum bestimmten mechanischen Impedanzen – jeweils in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur – zu entnehmen. Die zwischen 49 und 19 °C gemessenen mechanischen Impedanzen des B2 weisen einen präzisen mathematischen Zusammenhang (0,9071 bzw. 0,9412) zu den jeweiligen Oberflächentemperaturen auf. Im Fall der Deckschicht ist ein Anstieg der mechanischen Impedanz während der Abkühlung lediglich als leichter Trend (0,4311 bzw. 0,3376) festzustellen.

In Bild 109 sind die maximale bzw. die integrierte mechanische Impedanz abgebildet, die nach dem

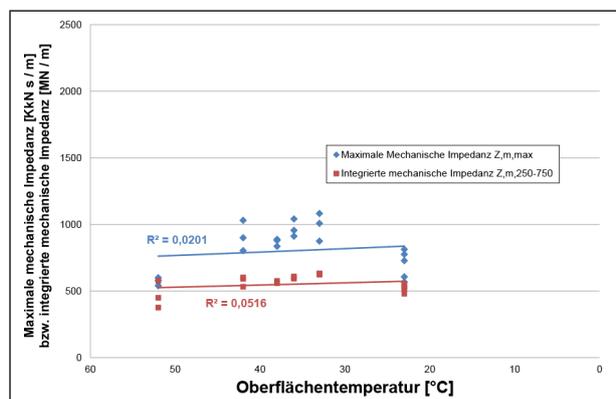


Bild 104: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Adorf (D1)

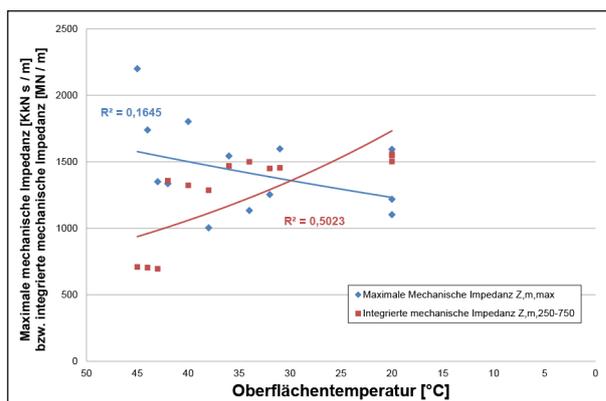


Bild 105: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Binderschicht Alpen (B1)

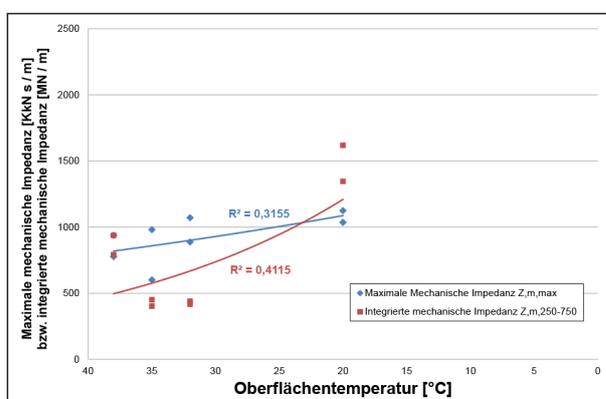


Bild 106: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Alpen (D2)

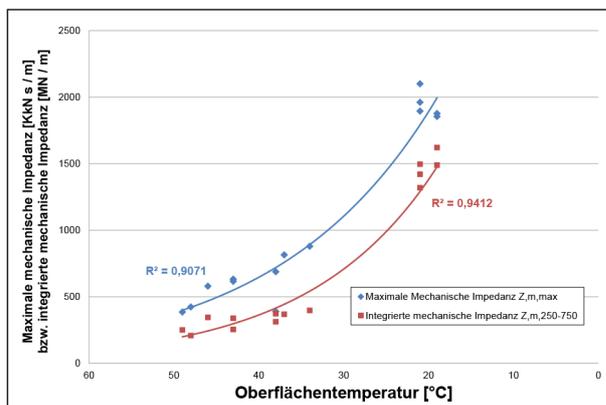


Bild 107: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Binderschicht Bochum (A 448, B2)

Einbau des SMA 8 S in Chemnitz (D6) ermittelt wurden. Zwischen den Oberflächentemperaturen (38 bis 9 °C) und den mechanischen Impedanzen besteht ein direkter mathematischer Zusammenhang. Die Bestimmtheitsmaße betragen 0,8829 bzw. 0,7533.

In den Bildern 110 (Binderschicht SMA 16 B S, B3) und 111 (Deckschicht SMA 11 S, D8) sind die in Witzenberg mittels Impulshammer bestimmten Kenn-

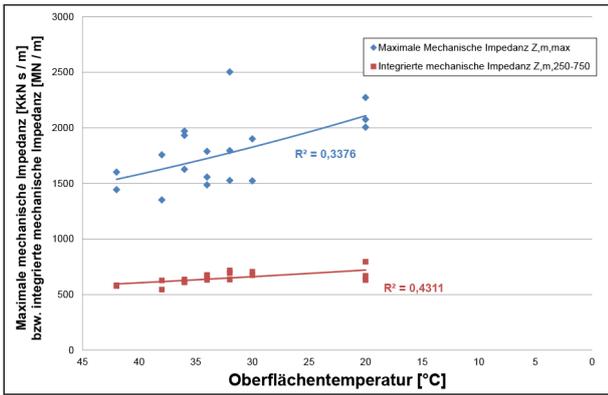


Bild 108: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Bochum (A 448, D3)

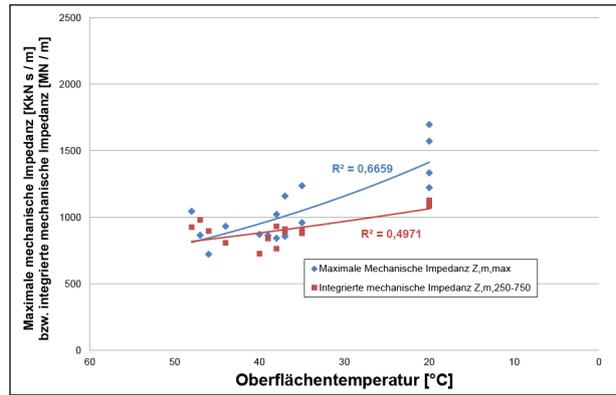


Bild 111: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Wittenberg (D8)

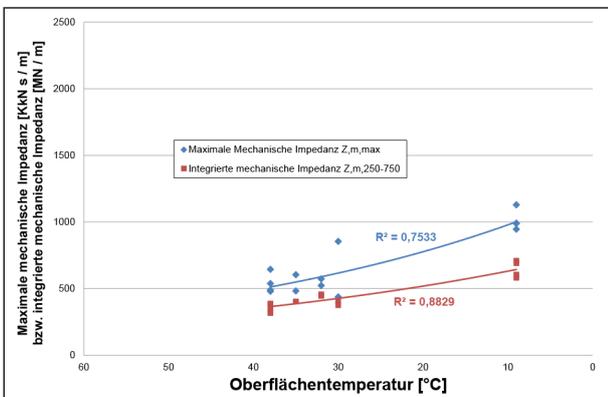


Bild 109: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Chemnitz (D6)

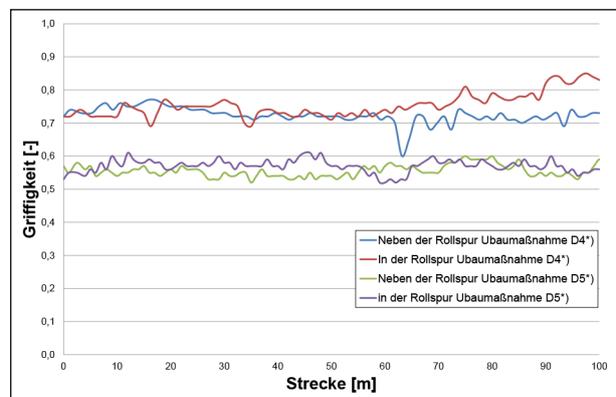


Bild 112: Griffigkeit (LFC-Messverfahren) bei der Baumaßnahmen D4* und D5* jeweils in und neben der Rollspur

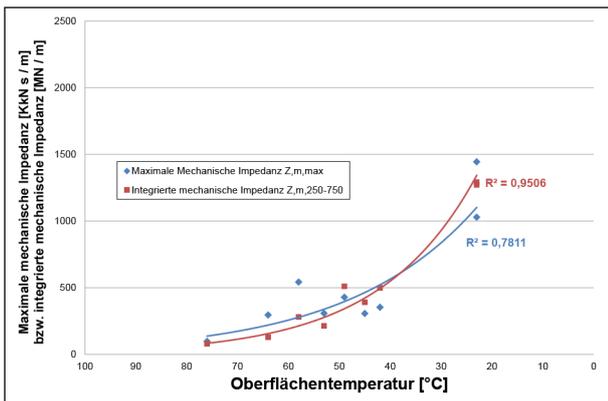


Bild 110: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Binderschicht Wittenberg (B3)

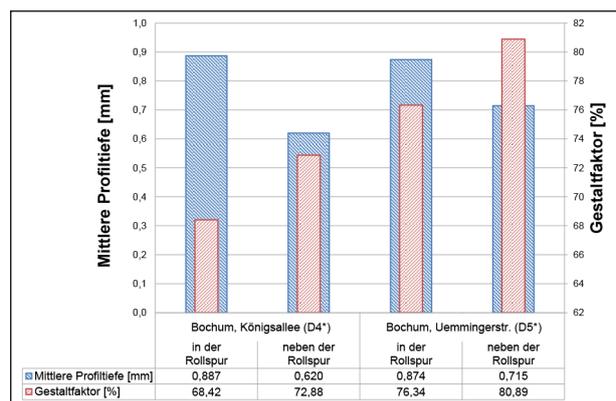


Bild 113: Mittlere Profiltiefe und Gestaltfaktor (Texturmessung) bei den Baumaßnahmen D4* und D5* jeweils in und neben der Rollspur

größen jeweils in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur dargestellt. Bei den Untersuchungen betrug die maximale Oberflächentemperatur des Binders 76 °C und die der Deckschicht 48 °C; die minimale Oberflächentemperatur jeweils 20 °C. Im Fall des Binders liegen mit 0,7811 bzw. 0,9506 prä-

zise Zusammenhänge zwischen mechanischer Impedanz und Oberflächentemperatur vor, während die Bestimmtheitsmaße im Fall der Deckschicht lediglich 0,4971 bzw. 0,6659 betragen.

5.5 Griffigkeit und Oberflächentextur bei den Baumaßnahmen D4* und D5*

Im Folgenden sind die mittels LFC-Messverfahren ermittelten Griffigkeiten der Baumaßnahmen D4* und D5* abgebildet. Die Messfahrten wurden in und neben den Rollspuren durchgeführt. In Bild 112 sind die Längsreibungsbeiwerte jeweils repräsentativer, 100 Meter langer Abschnitte der erneuerten Deckschichten grafisch dargestellt.

Texturmessungen wurden auf den Deckschichten der Baumaßnahmen Bochum Königsallee (D4*) und Bochum Uemmingerstraße (D5*) durchgeführt. Diese fanden jeweils in und neben den Rollspuren als Dreifachbestimmungen statt. In Bild 113 sind als Ergebnisse die arithmetischen Mittel der Kenngrößen (mittlere Profiltiefe und Gestaltfaktor) zusammengefasst.

6 Bewertung

6.1 Präzision der Messverfahren und Wahl der bewertungsrelevanten Kennwerte

Die Präzisionen der drei Messverfahren im Laborbetrieb wurden in Kapitel 5.3.1 anhand der durchschnittlichen Streuungen der Doppelbestimmungen und den daraus berechneten kritischen Spannen jeweils in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur bewertet. Eine Bewertung der Präzision im Baustellenbetrieb wird anhand der Bestimmtheitsmaße des durch eine Exponentialfunktion idealisierten Zusammenhangs zwischen Oberflächentemperatur und dem jeweiligen Messergebnis durchgeführt.

Zufallsbedingte Prüffehler des PVE-Testers, die bei der Messung selbst oder bei der Asphalt- und WSV-Platten-Herstellung auftreten können, wurden anhand der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ identifiziert. Bei 20, 40 und 60 °C hängt die Präzision mit durchschnittlichen Streuungen von 0,29 bis 0,32 mm nicht von der Asphalttemperatur ab (siehe Bild 49). Streuungen dieser Größenordnung sind auf das Prüfverfahren selbst und die Inhomogenität des Asphalts zurückzuführen, die bei einem Stempel mit 4 mm Durchmesser die Messergebnisse beeinflussen. Die durchschnittliche Streuung von 0,78 mm bei der Asphalttemperatur von 80 °C wird dagegen durch die für den Praxiseinsatz des PVE-Testers als

nicht repräsentativ anzusehende geringe Asphaltteifigkeit verursacht. Die maximalen Eindringtiefen ET_{ges} liefern sowohl im Labor- als auch im Baustellenbetrieb stets geringfügig höhere Messwerte. Eine Bewertung anhand dieses Kriteriums fällt folglich identisch aus. Die Bestimmtheitsmaße der exponentiellen Zusammenhänge zwischen Oberflächentemperatur und irreversibler Eindringtiefe betragen im Mittel 0,856 und zwischen Oberflächentemperatur und maximaler Eindringtiefe 0,876. Da beide Kenngrößen zudem gleichermaßen plausible Resultate liefern, wird die für eine Schädigung des Asphalts relevante irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ als bewertungsrelevanter Parameter gewählt.

Die statistische Verträglichkeitsüberprüfung bei Messungen mit dem mod. LFGG im Labor erfolgte anhand der aus der durchschnittlichen Streuung berechneten kritischen Spanne der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$. Diese Streuungen sind aufgrund der minimalen Deformationen bei Asphalttemperaturen von 20 und 40 °C mit durchschnittlich 0,09 bzw. 0,11 mm gering. Mit zunehmender Asphalttemperatur und deformation steigt die durchschnittliche Streuung kontinuierlich bis auf durchschnittlich 0,47 mm bei 80 °C an. Trotz etwa gleicher Eindringtiefen weist das mod. LFGG im Vergleich zum PVE-Tester (durchschnittliche Streuung $ET_{irr,PVE}$: 0,78 mm) eine bessere Präzision auf. In situ weist das mod. LFGG dagegen mit einem durchschnittlichen Bestimmtheitsmaß von 0,831 zwischen Oberflächentemperatur und Eindringtiefe eine geringfügig schlechtere Präzision als der PVE-Tester auf.

Die dynamische Eindringtiefe (ET_{dyn}) des mod. LFGG ist für Messungen auf Asphalt weniger geeignet. Während die irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,LFGG}$ bei verformungsbeständigem Asphalt asymptotische gegen null streben und mit abnehmender Verformungsbeständigkeit exponentiell zunehmen, ist die steifigkeitsabhängige Differenzierung der dynamischen Eindringtiefen wesentlich geringer. Aus diesem Grund ist die Präzision der dynamischen Eindringtiefen mit einem durchschnittlichen Bestimmtheitsmaß von 0,479 zur Oberflächentemperatur bei den elf untersuchten Baumaßnahmen deutlich geringer. Darüber hinaus stellt die irreversible Eindringtiefe als bleibende Schädigung im Gegensatz zur reversiblen dynamischen Eindringtiefe ein baupraktisches Schadensmerkmal für den Asphalt dar. Folglich wird die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ als Bewertungskriterium für die Untersuchungen mittels mod. LFGG empfohlen.

Im Mittel liefern die Laboruntersuchungen mit dem Impulshammer plausible, weil konstant von der Asphalttemperatur abhängige Ergebnisse. Die durchschnittliche Streuung der integrierten mechanischen Impedanz $Z_{m,250-750}$ ist jedoch vor allem bei der höchsten Messtemperatur von 60 °C mit gemittelten 1,48 MN/m bezogen auf die Messergebnisse von durchschnittlich 5,62 MN/m relativ hoch. Bei kälteren und damit steiferen Asphaltproben nimmt die Präzision zu, da der Einfluss der Asphaltsteifigkeit im Gegensatz zu der Unterlage steigt. Beispielsweise bei 40 °C beträgt die über alle Varianten durchschnittliche Streuung 0,74 MN/m bei einem durchschnittlichen Messwert von 11,06 MN/m. Im Baustellenbetrieb lieferte der Impulshammer mit Bestimmtheitsmaßen zwischen der Oberflächentemperatur und der integrierten mechanischen Impedanz von 0,052 bis 0,951 teilweise sehr plausible und teilweise vollkommen willkürliche Resultate.

Da das Kriterium der integrierten mechanischen Impedanz im Gegensatz zur maximalen mechanischen Impedanz $Z_{m,max}$ die Asphalteigenschaften in einem breiten Frequenzspektrum analysiert, ist die Präzision anhand der Ausprägung einzelner Peaks, der maximalen mechanischen Impedanz, noch geringer. So liefert beispielsweise im Fall der Baumaßnahme B1 die Bewertung anhand der maximalen mechanischen Impedanz völlig unplausible Ergebnisse: die maximale mechanische Impedanz nimmt mit zunehmender Temperatur ab. Daher wird die integrierte mechanische Impedanz $Z_{m,250-750}$ zur Bewertung der Messergebnisse gewählt.

6.2 Asphaltuntersuchungen im Labor

6.2.1 Einfluss des Temperaturgradienten

Die einzelnen, jeweils durch Doppelbestimmungen ermittelten Messergebnisse identischer Asphaltproben bei gleicher Oberflächentemperatur unter verschiedenen Temperierungsmethoden weisen keine einheitliche Tendenz auf (Tabellen A-45 bis A-47 des Anhangs). Teilweise sind die Ergebnisse unabhängig von der Temperierung identisch, teilweise ist die Verformungsbeständigkeit bei Temperierungsmethode T1, T2 oder T3 (siehe Kapitel 4.1.3) am größten und umgekehrt. Häufig liegen die Unterschiede der Kennwerte im Bereich der in Kapitel 5.3.1 definierten kritischen Spanne für die vorhandene Asphalttemperatur von 60 °C. Ein eindeutiger Nachweis des Einflusses des Temperaturgradienten auf die Asphaltsteifigkeit kann folglich nicht quantifiziert werden.

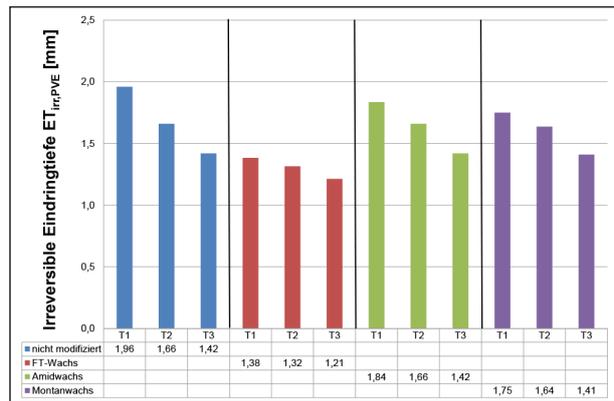


Bild 114: Gemittelter Einfluss der Temperierungsmethode auf die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester)

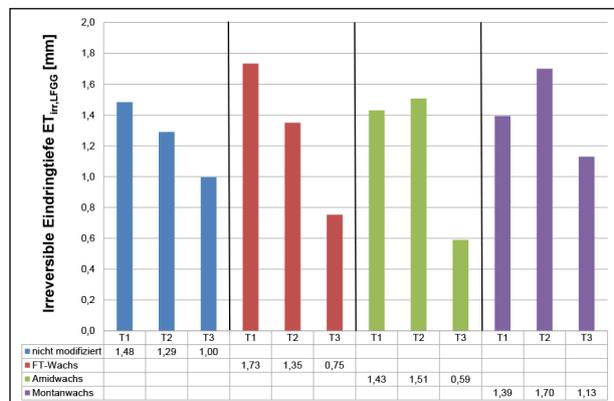


Bild 115: Gemittelter Einfluss der Temperierungsmethode auf die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG)

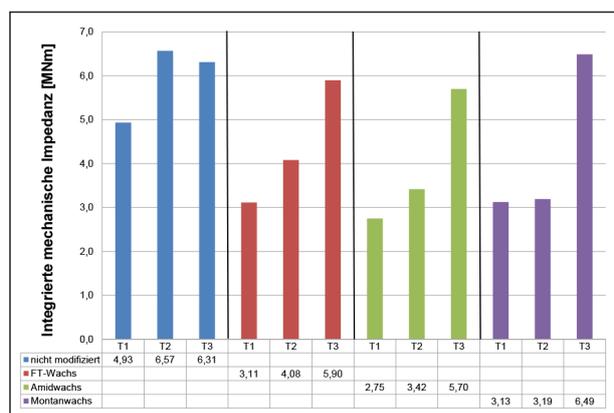


Bild 116: Gemittelter Einfluss der Temperierungsmethode auf die integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer)

Aus den Bildern 114 bis 116, denen die gemittelten Kennwerte der drei Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung zu entnehmen sind, ist jedoch eine Tendenz festzustellen. Die nach Temperierungsmethode T3 wiedererwärmten Asphalte weisen in elf von zwölf Fällen die höchste und die nach T1 in der Abkühlungsphase untersuchten Proben weisen in zehn von zwölf Fällen die gering-

te Steifigkeit auf. Die geringen Steifigkeiten der nach T1 temperierten Proben könnten durch eine höhere Kerntemperatur des kontinuierlich abkühlenden Asphalts bei der für die Messung relevanten Oberflächentemperatur von 60 °C begründet werden. Die höhere Verformungsbeständigkeit nach Wiederer-

wärmung zwischenzeitlich vollkommen abgekühlter gegenüber den in der Abkühlphase konstant temperierten Proben, kann mit dem von [ARAND, 1998] beschriebenen Hysterese-Effekt von Asphalt bzw. Bitumen begründet werden. Dieser gemäß [ZANDER, 2004] auf die Bindemittelviskosität zurückzuführende Hysterese-Effekt ist bei Untersuchungen von Bindemitteln mit FT-Wachs- oder Montanwachsmoifizierung stark ausgeprägt und bei nicht modifiziertem oder mit Amidwachs modifiziertem Bitumen nur schwach auf. Da diese unterschiedliche Ausprägung anhand der Ergebnisse in den Bildern 114 bis 116 nicht bestätigt wird und die Differenzen relativ gering sind, ermöglicht die Messgenauigkeit nur die Feststellung der beschriebenen Tendenz.

6.2.2 Einfluss der Wachsadditive auf die Asphaltsteifigkeit

Der Einfluss der Wachsadditive auf die Asphaltsteifigkeit wird primär anhand der Laboruntersuchungen analysiert. Im Gegensatz zu den Untersuchungen in situ wurden im Labor Asphaltproben unter stets identischen Bedingungen untersucht, die sich lediglich durch die Modifizierung der verwendeten Bindemittel unterscheiden.

In Kapitel 5.3.1 wurden die mittleren Streuungen für Doppelbestimmungen an identischen Proben für jedes Messverfahren in Abhängigkeit von der Asphalttemperatur ermittelt. Diese Werte sind in Tabelle 3 den maximalen Differenzen gegenübergestellt, die die jeweiligen Kennwerte aufweisen, wenn sich die Proben ausschließlich bezüglich der Bindemittelmodifizierung unterscheiden. Diese Gegenüberstellung zeigt lediglich in 6 von 14 Fällen deutlich unterschiedliche Asphaltsteifigkeiten aufgrund der Bindemittelmodifizierung. In den übrigen acht Fällen ist die durchschnittliche Streuung der Doppelbestimmungen größer als der Einfluss der viskositätsverändernden Zusätze auf die gemessene Asphaltsteifigkeit. Folglich geht aus den Untersuchungen eine geringe Beeinflussung der Messergebnisse durch die Wachsadditive hervor. Diese ist jedoch aufgrund der geringen Differenzen der Messwerte als unsicher anzusehen und somit lediglich qualitativ zu bewerten.

Bei den Untersuchungen mittels PVE-Tester sind durch die Modifizierung mit Amid- oder Montanwachs nur sehr geringe Unterschiede zu den nicht modifizierten Asphalten festzustellen (Bild 117). Über die vier Messtemperaturen gemittelt sind die

PVE-Tester		
Temperatur	ET _{irr,PVE}	
	Max. Differenz der Mittelwerte unterschiedlich modifizierter Asphalte	Mittlere Streuung von Doppelbestimmungen
[°C]	[mm]	[mm]
20	0,07	0,32
40	0,24	0,30
60	0,32	0,29
80	0,57	0,78
Impulshammer		
Temperatur	Z _{m,250-750}	
	Max. Differenz der Mittelwerte unterschiedlich modifizierter Asphalte	Mittlere Streuung von Doppelbestimmungen
[°C]	[mm]	[mm]
20	2,42	3,10
30	1,19	3,06
40	0,79	0,74
50	0,94	1,41
60	1,49	1,48
mod. LFGG		
Temperatur	ET _{irr,LFGG}	
	Max. Differenz der Mittelwerte unterschiedlich modifizierter Asphalte	Mittlere Streuung von Doppelbestimmungen
[°C]	[mm]	[mm]
20	0,10	0,09
40	0,08	0,11
60	0,26	0,25
70	0,26	0,34
80	0,56	0,47

Tab. 3: Gegenüberstellung der maximalen Differenzen der Mittelwerte unterschiedlich modifizierter Asphalte und der mittleren Streuungen von Doppelbestimmungen; jeweils in Abhängigkeit von dem Prüfverfahren und der Temperatur

irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ dieser Varianten nahezu identisch. Die irreversiblen Eindringtiefen der Varianten unter Verwendung von FT-Wachs sind dagegen deutlich niedriger. Während die Messwerte aller Varianten bei 20 °C nahezu identisch sind, beträgt die Differenz der gemittelten irreversiblen Eindringtiefen zwischen den nicht modifizierten und den mit FT-Wachs modifizierten Varianten bei 80 °C durchschnittlich 0,72 mm. Dieser im Bindemittel stark ausgeprägte Trend der geringeren Temperaturabhängigkeit ist für die Amid- und Montanwachs-Varianten nur als schwacher Trend festzustellen (Bild 118). Der Zusammenhang zwischen Wirkung der Additive im Bindemittel und im Asphalt ist in Bild 119 veranschaulicht. Hierbei ist der Zusammenhänge zwischen den Quotienten der komplexen Schermodul der Bindemittel bei 80 bzw. 20 °C und der irreversiblen Eindringtiefe der dazugehörigen Asphaltproben bei 20 bzw. 80 °C abgebildet. Der festgestellte Zusammenhang zwischen den Bindemittel- und Asphalteigenschaften ist jedoch mit einem Bestimmtheitsmaß von 0,4618 und den Streuungen der Messergebnisse nur als schwacher und unsicherer Trend zu bewerten.

Im Gegensatz zum PVE-Tester weisen die mittels mod. LFGG gemessenen irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,LFGG}$ der Asphaltvarianten unter Verwendung von FT-Wachs bei einer mathematischen Idealisierung mittels Exponentialfunktion die größte Temperaturabhängigkeit auf (Bilder 121 und 122). Dies wird primär durch die geringeren irreversiblen Eindringtiefen der mittels FT-Wachs modifizierten Varianten bei 20 und 40 °C verursacht. Bei diesen Temperaturen werden aufgrund der hohen Asphaltsteifigkeit mit dem mod. LFGG stets sehr geringe, prozentual stark streuende irreversibile Eindringtiefen gemessen (bei 20 °C beträgt die durchschnittliche Streuung 0,9 mm und der Mittelwert der irreversiblen Eindringtiefe 0,08 mm). Die untersuchten Varianten weisen daher bei Temperaturen bis 40 °C keine bewertbaren Unterschiede auf. Bei höheren Temperaturen und den damit verbundenen geringeren Asphaltsteifigkeiten sind die Messergebnisse dagegen höher und aufgrund der prozentual wesentlich geringeren Streuungen grundsätzlich aussagekräftiger.

Die Reihung der irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,LFGG}$ bei unterschiedlicher Bindemittelmodifizierung ist bei 60, 70 und 80 °C unterschiedlich. Die einzige einheitliche Tendenz bei diesen Temperaturen ist die größere Verformungsbeständigkeit der Vari-

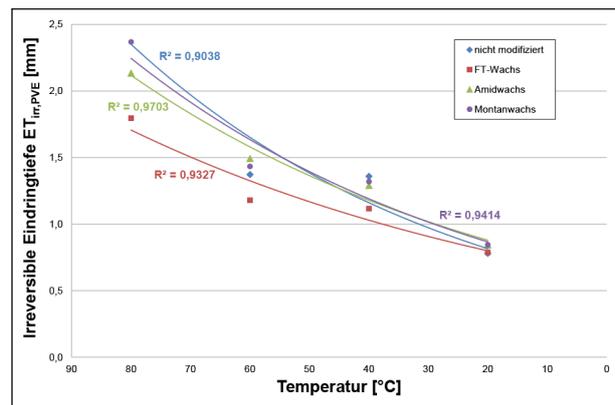


Bild 117: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung

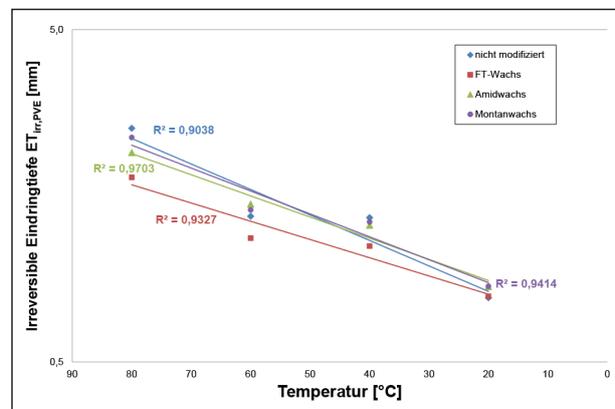


Bild 118: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung (logarithmisch)

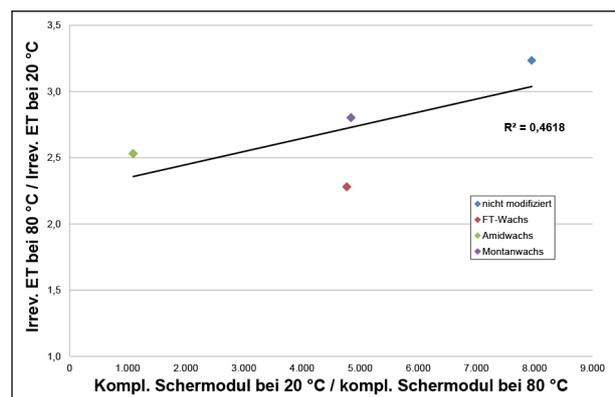


Bild 119: Zusammenhang zwischen der Änderung des komplexen Schermoduls des Bindemittels und der Änderung der irreversiblen Eindringtiefe des damit hergestellten Asphalts bei 20 und 80 °C

ten unter Verwendung von Amidwachs. Dies spiegelt die Untersuchungsergebnisse der Bindemittelviskosität wider, da die komplexen Schermoduln durch eine Modifizierung mit Amidwachs oberhalb von 60 °C deutlich ansteigen und die Phasenwinkel sinken (Bilder 41 und 42). Die beiden anderen, im

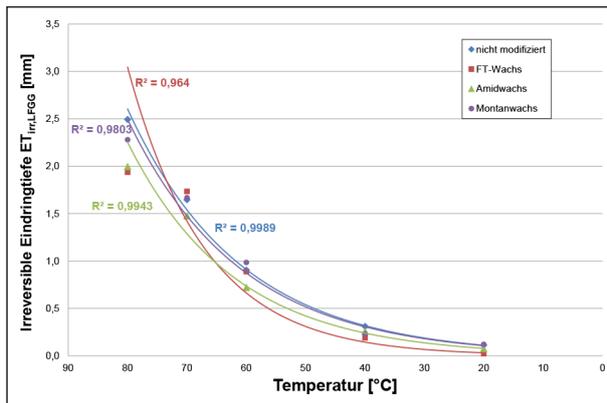


Bild 120: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung

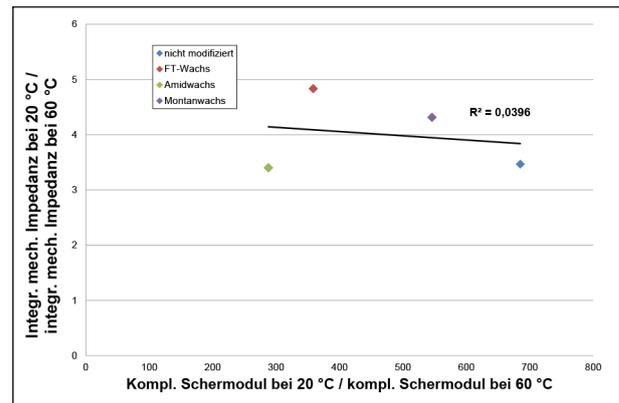


Bild 123: Zusammenhang zwischen der Änderung des komplexen Schermoduls des Bindemittels und der Änderung der integrierten mechanischen Impedanz des damit hergestellten Asphalts bei 20 und 80 °C

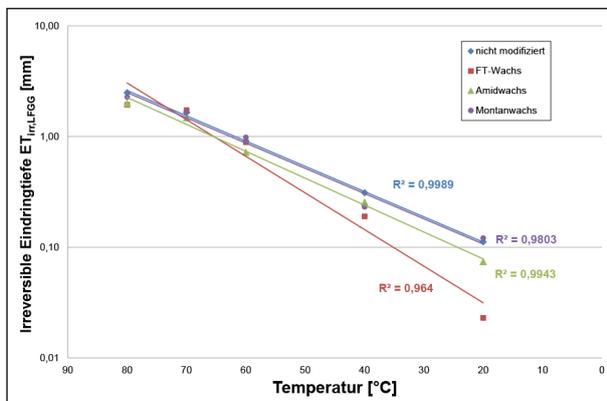


Bild 121: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung (logarithmisch)

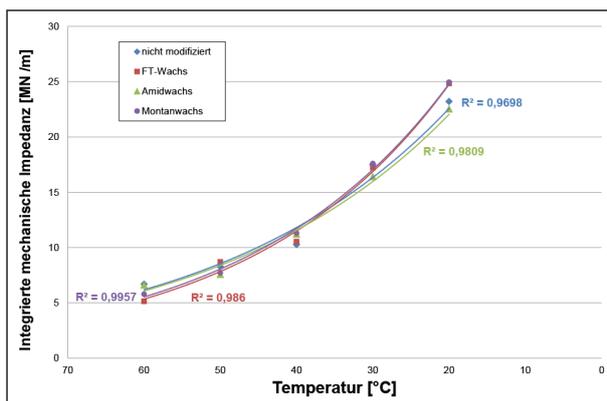


Bild 122: Mittlere temperaturabhängige integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung

Bindemittel ebenfalls viskositätserhöhend wirkenden Additive, verursachen dagegen keine signifikant messbaren Reduzierungen der irreversiblen Eindringtiefe. Ein Zusammenhang zwischen den

Asphalt- und den Bindemittleigenschaften analog zu Bild 119 besteht folglich nicht.

Die Messergebnisse mit dem Impulshammer weisen bei den mit FT- bzw. Montanwachs modifizierten Varianten eine größere Temperaturabhängigkeit auf als die beiden anderen Varianten (Bild 122). Diese Ergebnisse sind nicht plausibel, da die Viskosität des nicht modifizierten Bitumens die größte Temperaturabhängigkeit aufweist. Folglich besteht zwischen den Bindemittel- und den Asphalteeigenschaften mit einem Bestimmtheitsmaß von 0,0396 kein mathematischer Zusammenhang (Bild 123, vgl. Bild 119). Darüber hinaus sind die Differenzen der integrierten mechanischen Impedanzen bei den einzelnen Temperaturen im Vergleich zu den Streuungen der Messergebnisse sehr gering. Bewertbare Unterschiede zwischen den unterschiedlich modifizierten Varianten können demzufolge mit dem Impulshammer in der vorliegenden Form nicht ermittelt werden.

Die Modifizierung des Bindemittels mit den Wachssadditiven bewirkt neben der Viskositätserhöhung eine Reduzierung des Phasenwinkels – also eine Erhöhung des elastischen gegenüber dem plastischen Verformungsanteil – in dem Temperaturbereich bis wenigstens 80 °C (vgl. Bild 42). Eine Übertragung dieses Effekts vom Bindemittel auf den Asphalt ist anhand der Messergebnisse nicht festzustellen: Die dynamischen Messverfahren mod. LFGG und Impulshammer, die das elastische Potenzial des Asphalts wesentlich deutlicher ansprechen, weisen geringere Differenzen zwischen den modifizierten bzw. nicht modifizierten Varianten auf als der PVE-Tester.

PVE-Tester		
Temperatur	ET _{irr,PVE}	
	Max. Differenz der Mittelwerte unterschiedlicher Asphaltarten	Mittlere Streuung von Doppelbestimmungen
[°C]	[mm]	[mm]
20	0,54	0,32
40	0,15	0,30
60	0,43	0,29
80	1,19	0,78
mod. LFGG		
Temperatur	ET _{irr,LFGG}	
	Max. Differenz der Mittelwerte unterschiedlicher Asphaltarten	Mittlere Streuung von Doppelbestimmungen
[°C]	[mm]	[mm]
20	0,08	0,09
40	0,20	0,11
60	0,37	0,25
70	0,31	0,34
80	0,47	0,47
Impulshammer		
Temperatur	Z _{m,250-750}	
	Max. Differenz der Mittelwerte unterschiedlicher Asphaltarten	Mittlere Streuung von Doppelbestimmungen
[°C]	[mm]	[mm]
20	18,55	3,10
30	10,68	3,06
40	8,39	0,74
50	5,55	1,41
60	5,14	1,48

Tab. 4: Gegenüberstellung der maximalen Differenzen der Mittelwerte unterschiedlicher Asphaltarten und der mittleren Streuungen von Doppelbestimmungen; jeweils in Abhängigkeit von dem Prüfverfahren und der Temperatur

6.2.3 Vergleich der Asphaltarten

Zur Beurteilung der Messergebnisse der fünf im Labor untersuchten Asphaltarten werden die jeweiligen Kennwerte in den Bildern 124 bis 127 unabhängig von der Bindemittelmodifizierung zusammengefasst. Analog zu Kapitel 6.1.3 erfolgt die Überprüfung signifikanter Unterschiede zwischen den Messergebnissen unterschiedlicher Asphaltarten in Tabelle 4. Hierbei sind in zehn von vierzehn Fällen die Differenzen zwischen den unterschiedlichen

Asphaltarten größer als die mittleren Streuungen der Doppelbestimmungen. Deutliche Unterschiede zwischen den Messergebnissen der verschiedenen Asphaltarten liefert jedoch nur der Impulshammer, während der Einfluss der Asphaltart bei den Untersuchungen mittels PVE-Tester und mod. LFGG etwa dem der unterschiedlichen Bindemittelmodifizierungen entspricht. Die Bewertung des Einflusses unterschiedlicher Asphaltarten ist auf der Basis der Messergebnisse somit nur qualitativ möglich.

Im Vergleich der Asphaltbetone werden bei dem grobkörnigeren Asphaltbeton für besondere Beanspruchungen (AC 11 D S) sowohl mit dem PVE-Tester als auch mit dem mod. LFGG temperaturunabhängig geringere Eindringtiefen gemessen (Bilder 124 bis 126). Die gröbere Asphaltstruktur, der geringere Bindemittelgehalt und der höhere Hohlraumanteil bewirken somit eine messbar höhere Verformungsbeständigkeit. Die drei Splittmastixasphalte weisen dagegen keine charakteristischen Unterschiede zueinander auf. Mit Ausnahme der als Ausreißer zu bewertenden hohen irreversiblen Eindringtiefe ET_{irr,PVE} des SMA 5 S bei 80 °C ergeben die Messungen mit dem PVE-Tester keine Unterschiede zwischen den Splittmastixasphalten für besondere Beanspruchungen (SMA 5 S und SMA 8 S). Aus der um 0,34 mm zum SMA 5 S bzw. um 0,47 mm zum SMA 8 S größeren irreversiblen Eindringtiefe ET_{irr,LFGG} des SMA 8 N bei 80 °C ist ebenfalls kein charakteristischer Unterschied abzuleiten, da der Splittmastixasphalt für normale Beanspruchungen (SMA 8 N) bei 70 °C eine geringere irreversible Eindringtiefe ET_{irr,LFGG} aufweist als die beiden anderen Varianten.

Bei den Eindringtiefen auf Asphaltbeton- oder Splittmastixasphaltplatten werden mit dem PVE-Tester keine grundlegenden Unterschiede gemessen. Aus den Untersuchungen mittels mod. LFGG ist dagegen ein schwacher Trend zu einer geringeren Temperaturabhängigkeit der Splittmastixasphalte gegenüber den Asphaltbetonen zu entnehmen. Demnach werden die irreversiblen Eindringtiefen ET_{irr,LFGG} primär durch die Kornzusammensetzungen und kaum durch den Bindemittelgehalt beeinflusst.

Gemäß Tabelle 4 und Bild 127 wurden im Labor mittels Impulshammer in Abhängigkeit von der Asphaltart deutlich voneinander abweichende integrierte mechanische Impedanzen gemessen. Diese Unterschiede betreffen jedoch nicht die Asphaltarten SMA und AC, sondern treten zwischen

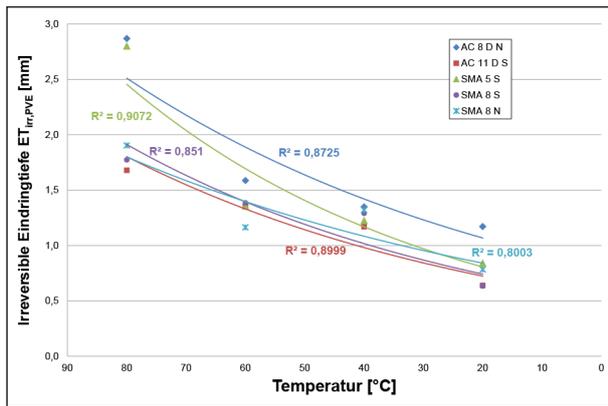


Bild 124: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) in Abhängigkeit von der Asphaltart

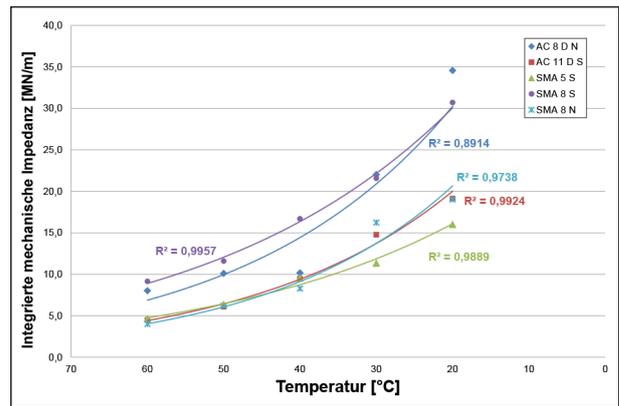


Bild 127: Mittlere temperaturabhängige integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) in Abhängigkeit von der Asphaltart

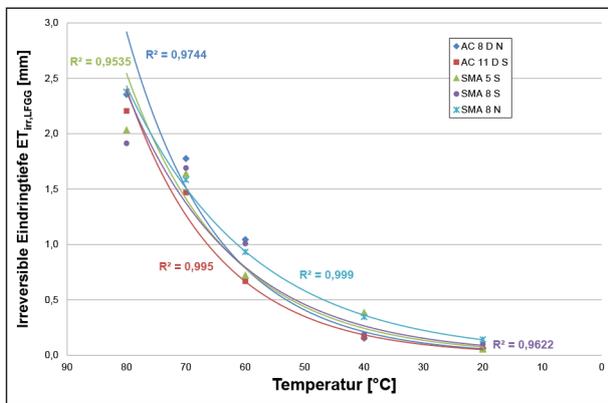


Bild 125: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) in Abhängigkeit von der Asphaltart

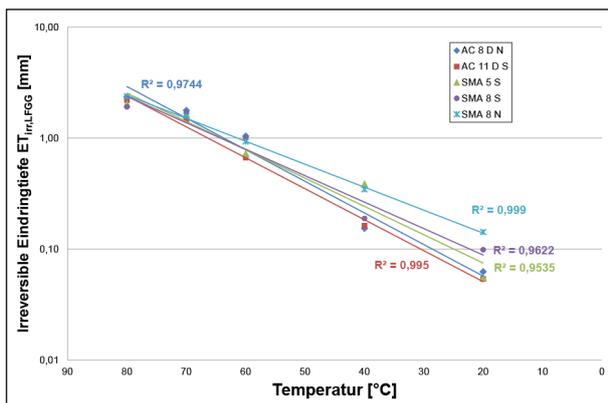


Bild 126: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) in Abhängigkeit von der Asphaltart (logarithmisch)

deutlich differierender Messergebnisse folgt, dass die Labormessungen mit dem Impulshammer bei den Temperaturen von 20 bis 60 °C im Gegensatz zu den Untersuchungen von [GOGOLIN, 2012], die bei niedrigeren Temperaturen erfolgten, zu keinen aussagekräftigen Ergebnissen führen. Mögliche Ursachen sind die geringen absoluten Asphaltsteifigkeiten und die aufgrund dieser geringen Asphaltsteifigkeit notwendige Änderung der Lagebedingungen.

6.2.4 Einfluss der Unterlage auf die Messergebnisse

Im Labor wurden Mehrschichtsysteme, bestehend aus einer Deckschicht aus SMA 8 S auf einem hochstandfesten bzw. einem wenig standfesten Asphaltbinder, bei 20, 40 und 60 °C mit allen drei Messgeräten und bei 80 °C mittels PVE-Tester und mod. LFGG untersucht.

Die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 S auf dem hochstandfesten Asphaltbinder weist nur geringe Unterschiede zu der irreversiblen Eindringtiefe des einschichtigen SMA 8 S auf. Die Schichtdicke bei etwa gleichbleibender Verformungsbeständigkeit beeinflusst die Messergebnisse folglich nicht. Eine Binderschicht, die im Vergleich zur Deckschicht eine geringere Steifigkeit aufweist, beeinflusst dagegen die Messergebnisse deutlich. Bei niedrigen Temperaturen bis 40 °C treten auch auf der Deckschicht oberhalb eines wenig standfesten Binders geringe irreversible Eindringtiefen $ET_{irr,LFGG}$ auf, die jedoch bei einer weiteren Erwärmung durch die geringere Steifigkeit des Binders stark zunehmen. Bei einer Asphalttemperatur von 80 °C wurde eine irreversible Eindringtiefe

den Splittmastixasphalten bzw. Asphaltbetonen auf. Der AC 8 D N und der SMA 8 S weisen deutlich höhere Impedanzen als die übrigen Varianten auf. Aufgrund der Zusammensetzung ist der AC 8 D N jedoch weniger verformungsbeständig als der AC 11 D S (vgl. irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$). Aus der fehlenden Plausibilität trotz

$ET_{irr,LFGG}$ von 5,4 mm gemessen, die im Vergleich zu dem System aus Deckschicht und hochstandfestem Binder um 175 % größer ist (Bild 71).

Die große statische Last des PVE-Testers verursacht dagegen bei hohen Temperaturen auch Deformationen in der hochstandfesten Binderschicht, während die Verformungsbeständigkeit des Binders bei 20 und 40 °C ausreichend hoch ist, um Deformationen unter der 4 cm dicken Deckschicht zu verhindern. Bei 60 bzw. 80 °C setzen sich die Deformationen auch bei konstant hoher Asphaltteifigkeit in größerer Tiefe fort. Verglichen mit den einschichtigen Proben sind die irreversiblen Eindringtiefen der zweischichtigen um 35 (60 °C) bzw. 55 % (80 °C) größer. Ab einer Asphalttemperatur von 40 °C steigen die Deformationen in der wenig standfesten Binderschicht dagegen um ein Vielfaches an. Die irreversiblen Eindringtiefen betragen bei 40 °C 2,6 mm, bei 60 °C 6,5 mm und bei 80 °C 9,7 mm (Bild 60).

Bei Untersuchungen mit dem Impulshammer weist das Zweischichtsystem aus Splittmastixasphalt und dem hochstandfesten Binder höhere integrierte mechanische Impedanzen auf als das Zweischichtsystem mit dem wenig standfesten Binder. Allerdings treten bei den Doppelbestimmungen sehr große Streuung und im Fall des hochstandfesten Binders eine geringe bzw. in dem des wenig standfesten Binders nahezu keine Temperaturabhängigkeit auf (Bild 82). Auf Basis der durchgeführten Messungen ist demnach der Impulshammer für gedrungene Probekörper, wie die 12 cm dicken Mehrschichtsysteme, nicht geeignet.

6.3 Asphaltuntersuchungen in situ

6.3.1 Handhabung der Prüfgeräte in situ

Neben der Bestimmung und Analyse der temperaturabhängigen Verformungsbeständigkeit der Deck- bzw. Binderschichten aus Asphalt wurde im Rahmen des Forschungsprojektes auch die Handhabung der drei Messgeräten PVE-Tester, mod. LFGG und Impulshammer im Baustellenbetrieb erprobt (Tabelle 5).

Die größten Nachteile des PVE-Testers im Baustellenbetrieb sind die langen Messdauern sowie die Größe und das hohe Gewicht des Messgeräts. Im Gegensatz zum mod. LFGG und dem Impulshammer, deren Messungen nur einige Sekunden in

	PVE-Tester	mod. LFGG	Impulshammer
Messdauer	-	+	0
Mobilität	-	0	+
Robustheit	+	0	-
Bedienerfreundlichkeit	+	+	-

Tab. 5: Handhabung der Prüfgeräte

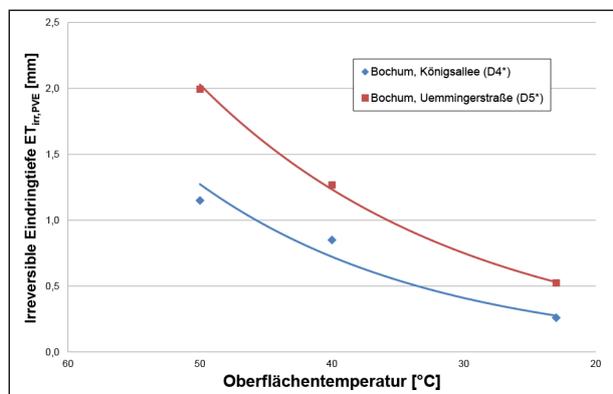


Bild 128: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschichten D4* und D5* in Bochum

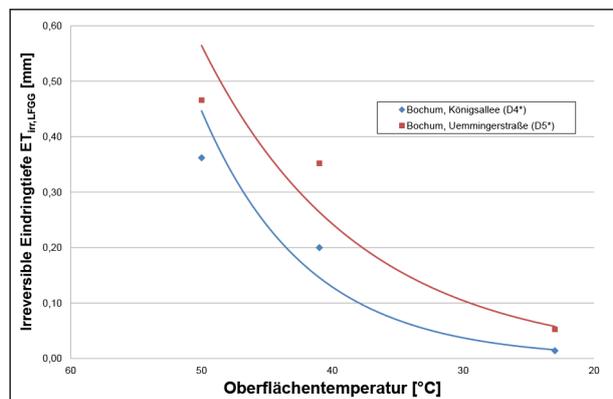


Bild 129: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) der Deckschichten D4* und D5* in Bochum

Anspruch nehmen, dauert jede Messung mit dem PVE-Tester zehn Minuten. Während der Aufbau des mod. LFGG ebenfalls in wenigen Sekunden stattfindet, vergehen dafür bei dem Impulshammer aufgrund der zahlreichen Verbindungen zwischen den benötigten Komponenten einige Minuten.

Der Transport des PVE-Testers zur und auf der Baustelle ist aufgrund der Größe und der hohen Masse

aufwändig. Aufgrund des deutlich geringeren Gewichts ist das mod. LFGG wesentlich handlicher. Das leichteste, kleinste und damit am besten zu transportierende Messgerät ist der Impulshammer.

Aufgrund der vielen filigranen Komponenten und der empfindlichen Messtechnik ist der Impulshammer in der verwendeten Ausführung für den regulären und regelmäßigen Baustellenbetrieb nur bedingt geeignet. Beispielsweise nicht sachgerecht gelagerte Steckverbindungen oder zu große Hitze können den Betrieb des Impulshammers beeinträchtigen. Die beiden anderen Messgeräte erwiesen sich als wesentlich robuster. Das mod. LFGG verursachte jedoch im Gegensatz zum Laborbetrieb bei vier von elf Baumaßnahmen jeweils eine Vielzahl von Fehlmessungen.

Das mod. LFGG und der PVE-Tester sind nach kurzer Einweisung sicher zu bedienen. Fehler treten bei der einfachen Handhabung kaum auf. Die Bedienerfreundlichkeit des Impulshammers ist dagegen aufgrund der komplexen Funktionen und des empfindlichen Messvorgangs eingeschränkt.

6.3.2 Mögliche Richtwerte für eine Verkehrsfreigabe

Mögliche Richtwerte für eine schadensfreie Verkehrsfreigabe werden auf Basis der Untersuchungen der Deckschichten D4* und D5* für die beiden in situ relativ zuverlässige und präzise Ergebnisse liefernden Messverfahren PVE-Tester und mod. LFGG festgelegt. Die gewählten Baumaßnahmen Königsallee (D4*) und Uemmingerstraße (D5*) in Bochum dienen als Referenz, da die Asphaltarbeiten bereits einige Wochen vor den Messungen abgeschlossen waren und weder zum Zeitpunkt der Messungen noch im Anschluss daran Schäden festgestellt wurden (vgl. Kapitel 6.3.5). Ein zwischenzeitliches vollständiges Abkühlen ist zudem durch die Zeitspanne zwischen Asphaltherstellung und den durchgeführten Messungen sichergestellt.

Die an drei verschiedenen Tagen bei Oberflächentemperaturen von 23, 41 und 50 °C jeweiligen gemittelten Eindringtiefen der beiden Referenzstrecken sind in den Bildern 128 (PVE-Tester) und 129 (mod. LFGG) dargestellt.

Unter hochsommerlichen Bedingungen – bei einer Oberflächentemperatur von 50 °C nach mehreren extrem warmen Tagen – wurde auf der viel

befahrenen Königsallee in Bochum (D4*) mittels PVE-Tester eine irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ von 1,15 mm und mittels mod. LFGG eine irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ von 0,36 mm gemessen. An einem ebenfalls sehr warmen Sommertag betrug die irreversible Eindringtiefe bei einer Oberflächentemperatur von 41 °C 0,85 mm ($ET_{irr,PVE}$) bzw. 0,20 mm ($ET_{irr,LFGG}$). Da an der Messstelle trotz der hohen Verkehrsbelastung unter den genannten Bedingungen keine Schäden festgestellt wurden, kann die Verformungsbeständigkeit bei einer irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ von weniger als 1,0 mm bzw. $ET_{irr,LFGG}$ von weniger als 0,25 mm nach den Erkenntnisse aus diesem FE-Projekt selbst für starkes Verkehrsaufkommen als ausreichend angesehen werden.

Auf der Uemmingerstraße in Bochum (D5*) wurden unter den zuvor beschriebenen Wetterbedingungen mittels PVE-Tester durchschnittliche irreversible Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ von 2,00 mm (50 °C) bzw. 1,27 mm (41 °C) gemessen. Die mittels mod. LFGG gemessenen irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,LFGG}$ betragen bei einer Oberflächentemperatur von 50 °C 0,47 mm und bei einer Oberflächentemperatur von 41 °C 0,35 mm. An dieser, verkehrstechnisch wesentlich weniger belasteten Messstelle konnten ebenfalls keine Schäden festgestellt werden. Nach den Erkenntnissen aus diesem FE-Projekt ist zumindest bei mäßigem Verkehrsaufkommen eine irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ von 2,0 mm bzw. $ET_{irr,LFGG}$ von 0,5 mm als ausreichend einzustufen.

Auf Basis der Untersuchungen in diesem FE-Projekt wird die Verformungsbeständigkeit bei irreversiblen Eindringtiefen von weniger als 1,0 mm ($ET_{irr,PVE}$) bzw. 0,25 mm ($ET_{irr,LFGG}$) bei hoher Verkehrsbelastung beispielsweise durch häufig stehenden Schwerverkehr nach aktuellem Erkenntnisstand als ausreichend für eine Verkehrsfreigabe bewertet. Bei einer irreversiblen Eindringtiefe von mehr als 2,0 mm ($ET_{irr,PVE}$) bzw. 0,5 mm ($ET_{irr,LFGG}$) ist dagegen auch bei mäßigem Verkehrsaufkommen keine ausreichende Verformungsbeständigkeit sichergestellt.

6.3.3 Beurteilung der Verformungsbeständigkeit in situ

In den Bildern 130 bis 132 sind die Ergebnisse zusammengefasst, die in situ mit dem PVE-Tester (Bild 130), dem mod. LFGG (Bild 131) bzw. dem Impulshammer (Bild 132) ermittelt wurden. Die Kennwerte, die bei den einzelnen Baumaßnahmen be-

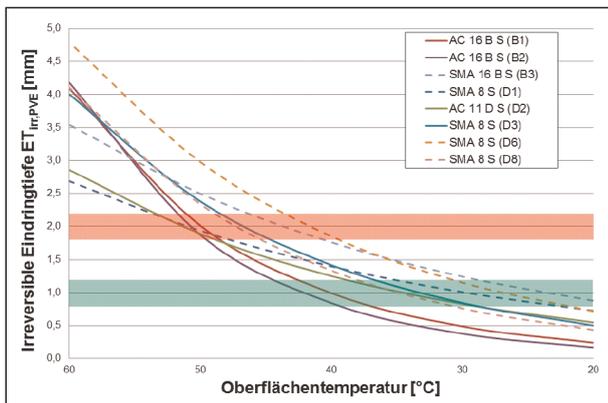


Bild 130: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der untersuchten Baumaßnahmen

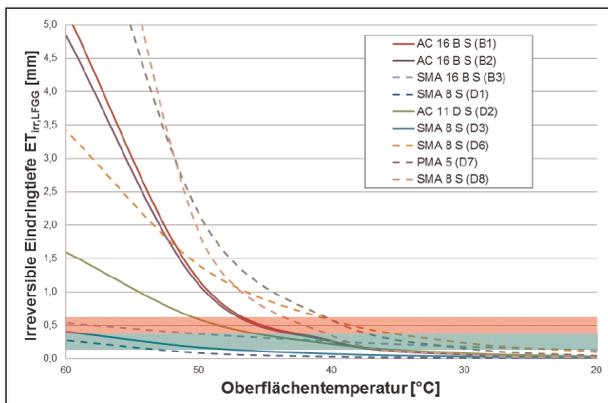


Bild 131: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) der untersuchten Baumaßnahmen

stimmt wurden, sind durch Exponentialfunktionen in Abhängigkeit von der Oberflächentemperatur idealisiert. Dabei werden alle Varianten zwischen 20 und 60 °C analysiert, obwohl dies teilweise auf Extrapolationen der Messergebnisse beruht. Die in Kapitel 6.3.2 für die irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$ vorgeschlagenen Anhaltswerte für eine frühestmögliche bzw. für eine sichere Befahrbarkeit des Asphalts sind in rot bzw. grün dargestellt. Die farblich gekennzeichneten Bereiche geben hierbei nicht die exakten, in Kapitel 6.3.2 hergeleiteten Anhaltswerte, sondern dem bisherigen Erkenntnisstand entsprechende Übergangsbereiche zwischen den verschiedenen Zuständen der Verformungsbeständigkeit an. In rot ist der Übergangsbereich zwischen ungenügender und bei durchschnittlicher Belastung ausreichender Verformungsbeständigkeit dargestellt. Der grün markierte Bereich stellt bei weiterer Abkühlung den Übergang zu einer selbst bei starker, ggf. statischer Verkehrsbelastung ausreichenden Verformungsbeständigkeit dar.

In Tabelle 6 sind die maximalen Oberflächentemperaturen zusammengefasst, bei denen auf Basis der in Kapitel 6.3.2 hergeleiteten ersten Anhaltswerte der irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$ die Verkehrsflächen frühestens hätte freigegeben werden können. Obwohl die Anhaltswerte noch kein abgesichertes Bewertungskriterium darstellen, ist hierdurch eine vergleichende Analyse der Asphaltvarianten möglich. Der Tabelle 7 sind die Differenzen zwischen den irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$ bei 20 und bei 60 °C – also die Temperaturabhängigkeit der Verformungsbeständigkeit – zu entnehmen.

Die beiden Asphaltbetonbinder aus B1 und B2 weisen bei den Untersuchungen sowohl mit dem PVE-Tester als auch mit dem mod. LFGG nahezu identische Eigenschaften auf. Die Steifigkeitszunahme während der Abkühlung ist auf Basis beider Messverfahren hoch. Bezüglich der maximalen Oberflächentemperatur zur Verkehrsfreigabe liefern die Messgeräte jedoch unterschiedliche Ergebnisse: mit einer maximalen Oberflächentemperatur von etwa 50 °C sind die Binder B1 und B2 auf Basis der Messungen mittels PVE-Tester bereits sehr früh schadensfrei befahrbar, während die Messungen mit dem mod. LFGG eine schadensfreie Verkehrsfreigabe erst bei etwa 45 °C zulassen.

Der Splittmastix-Binder B3 wird im Vergleich der Asphaltbinder mit beiden Messgeräten als wesentlich weniger temperaturabhängig bewertet. Die Verformungsbeständigkeit wird jedoch generell anhand der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ ($T_{max} = 58$ °C) wesentlich besser beurteilt als anhand der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ ($T_{max} = 44$ °C).

Die frühestmögliche Verkehrsfreigabe der Splittmastixasphalte aus D1 und D3 ist ebenfalls anhand der Messergebnisse des mod. LFGG (über 60 °C) bei etwas höheren Temperaturen möglich als anhand der Messergebnisse des PVE-Testers (ca. 50 °C). Mit etwa 40 °C ist die Verkehrsfreigabe des SMA 8 S aus D6 bei beiden Messgeräten erst bei der niedrigsten Oberflächentemperatur schadensfrei möglich. Die Beurteilung des SMA 11 S (D8) weist dagegen bei beiden Messverfahren deutliche Unterschiede auf: auf Basis der Messungen mit dem PVE-Tester ist die maximale Freigabetemperatur mit 47 °C durchschnittlich, während die Verkehrsfreigabe anhand der Untersuchungen mit dem mod. LFGG erst bei niedrigen 42 °C möglich ist.

Baumaßnahme	Asphaltsorte	Maximale Freigabetemperatur	
		°C	
		PVE-Tester	mod. LFGG
Alpen (B1)	AC 16 B S	50	44
Bochum (B2)	AC 16 B S	51	45
Wittenberg (B3)	SMA 16 B S	44	58
Adorf (D1)	SMA 8 S	51	65
Alpen (D2)	AC 11 D S	51	48
Bochum (D3)	SMA 8 S	47	62
Chemnitz (D6)	SMA 8 S	42	38
Düsseldorf (D7)	PMA 5	-	39
Wittenberg (D8)	SMA 11 S	47	42

Tab. 6: Oberflächentemperatur zum frühest möglichen Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe anhand der Anhaltswerte der irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$

Baumaßnahme	Asphaltsorte	Abnahme der Eindringtiefe zwischen 60 und 20 °C	
		mm	
		PVE-Tester	mod. LFGG
Alpen (B1)	AC 16 B S	3,9	5,2
Bochum (B2)	AC 16 B S	4,0	4,8
Wittenberg (B3)	SMA 16 B S	2,7	0,4
Adorf (D1)	SMA 8 S	2,0	0,3
Alpen (D2)	AC 11 D S	2,3	1,6
Bochum (D3)	SMA 8 S	3,5	0,4
Chemnitz (D6)	SMA 8 S	4,1	3,3
Düsseldorf (D7)	PMA 5	-	8,1
Wittenberg (D8)	SMA 11 S	3,7	10,2

Tab. 7: Abnahme der irreversiblen Eindringtiefen $E_{Tirr,PVE}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$ zwischen 60 und 20 °C

Die Splittmastixasphalte aus D6 und D8 weisen die stärkste Temperaturabhängigkeit auf, die im Fall des SMA 11 S aus D8 bei Messungen mit dem mod. LFGG extrem stark ausgeprägt ist. Im Gegensatz dazu ist die Steifigkeitszunahme bei dem SMA 8 S der Baumaßnahme D1 die geringste. Die Beurteilung der Steifigkeitszunahme des SMA 8 S aus D3 fällt dagegen bei beiden Messgeräten unterschiedlich aus: mittels PVE-Tester wird zwischen 60 und 20 °C ein deutlicher Rückgang der irreversiblen Eindringtiefe von 3,5 mm gemessen, während die Messwerte des mod. LFGG nur einen Rückgang von 0,4 mm aufweisen.

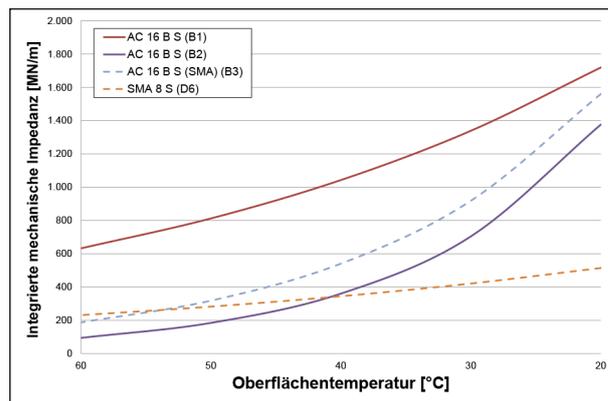


Bild 132: Temperaturabhängige integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) der untersuchten Baumaßnahmen

Der Asphaltbeton AC 11 D S (D2) ist auf Basis beider Messgeräte etwa ab 50 °C schadensfrei zu befahren. Der temperaturabhängige Rückgang der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ zwischen 60 und 20 °C ist mit 2,3 mm im Vergleich zu den übrigen Messungen mit dem PVE-Tester gering, während der Rückgang der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ bei Messungen mit dem mod. LFGG mit 1,6 mm von zwei der vier Splittmastixasphalte unterschritten wird.

Allgemein differieren die Ergebnisse des mod. LFGG stärker als die des PVE-Testers. Die Abnahme der irreversiblen Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ zwischen 60 und 20 °C liegt zwischen 0,3 und 10,2 mm, während der Rückgang der irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ lediglich zwischen 2,0 und 4,1 mm variiert. Hierdurch weisen die maximalen Freigabetemperaturen auf Basis der Messungen mit dem mod. LFGG ein Spektrum von 38 bis 65 °C und die maximalen Freigabetemperaturen auf Basis der Messungen mit dem PVE-Tester lediglich ein Spektrum von 42 bis 51 °C auf.

Die Unterscheidung zwischen verformungsbeständigen und nicht verformungsbeständigen bzw. stark oder gering temperaturabhängigen Asphalten ist in vielen Fällen auf Basis beider Messverfahren ähnlich. Deutliche Unterschiede treten vor allem bei dem Binder B3 und der Deckschicht D3 auf. Beide zählen auf Basis der Messungen mit dem mod. LFGG zu den verformungsbeständigsten und sind auf Basis der Messungen mit dem PVE-Tester als unterdurchschnittlich zu bewerten. Eine größere Temperaturabhängigkeit des PVE-Testers bei dickeren Schichten (vgl. Kapitel 6.2.4) ist anhand eines Vergleichs zwischen den Bindern und den Deckschichten nicht festzustellen.

In situ bestanden insgesamt nur bei vier von acht Messungen Zusammenhänge zwischen der Oberflächentemperatur und der integrierten mechanischen Impedanz, die als Exponentialfunktion ein Bestimmtheitsmaß größer 0,5 aufweisen. Dabei handelt es sich um die drei Asphaltbindern und die Deckschicht D6. Der Vergleich dieser Varianten widerspricht jedoch den plausiblen Ergebnissen des PVE-Testers und des mod. LFGG. Alle übrigen Varianten weisen lediglich eine tendenzielle, unterschiedlich stark ausfallende Zunahme der Steifigkeit während der Abkühlung auf. Folglich ist die Verwendung des Impulshammers zur Bestimmung der Asphaltsteifigkeit in situ in der vorliegenden Form und Anwendung nicht zielführend.

6.3.4 Einfluss der Asphaltkomponenten auf die Verformungsbeständigkeit

Analog zu den Laborergebnissen sind in situ keine ausgeprägt charakteristischen Unterschiede zwischen den Splittmastixasphalten und den Asphaltbetonen festzustellen. Die im Labor ermittelte, stärkere Temperaturabhängigkeit, die die Asphaltbetonbinder primär bei Messungen mit dem mod. LFGG aufweisen, stellt lediglich eine Tendenz dar. Die starke Temperaturabhängigkeit des grobkörnigsten SMA 11 S (D8) widersprechen zudem einer möglichen Hypothese, wonach sich die stärker ausgeprägten, temperaturunabhängigen Spannungen im Korngerüst signifikant auf die Messergebnisse auswirken.

Der Einfluss des hohen Bindemittelanteils beeinflusst die temperaturabhängige Steifigkeit des PMA 5, dessen Verformungsbeständigkeit maßgeblich auf den Mörtel Eigenschaften beruht. Der PMA 5 weist eine bei hohen Temperaturen geringe und zudem stark von der Temperatur abhängige Verformungsbeständigkeit auf.

Einflüsse der verwendeten Bindemittel auf die Asphaltsteifigkeit sind entsprechend den Laborergebnissen nur als Tendenz festzustellen. Beim Vergleich der Asphaltbinder ist die Steifigkeit des unter Verwendung eines wachsmodifizierten Bindemittels hergestellten SMA 16 B S (B3) wesentlich weniger temperaturabhängig. Die Zunahme der Verformungsbeständigkeit bei den Deckschichten aus den Baumaßnahmen D2 und D3, zu deren Herstellung kein viskositätsverändertes Bindemittel verwendet wurde, ist dagegen im Vergleich zu den übrigen Deckschichten relativ gering. Bezüglich

der maximalen Oberflächentemperaturen für eine schadensfreie Verkehrsfreigabe bestehen ebenfalls keine eindeutigen Erkenntnisse: Sowohl der verformungsbeständigste (D1) als auch der am wenigsten verformungsbeständigste Asphalt (D6) sind unter Verwendung viskositätsverändernder Zusätze hergestellt worden.

Die geringere und vor allem stark temperaturabhängige Steifigkeit der gummimodifizierten Variante D6 steht im Widerspruch zu den Erwartungen an einen gummimodifizierten Asphalt. Im Bitumen stellte beispielsweise [GOGOLIN, 2011] eine verminderte Temperaturabhängigkeit durch die Modifizierung mit Gummi fest. Der bei Einbeziehung des Gummiantteils um 0,5 M.-% höhere Bindemittelgehalt der Asphaltdeckschicht aus Baumaßnahme D6 stellt eine mögliche Ursache für die geringere und verstärkt temperaturabhängige Steifigkeit dar. Jedoch ist der Bindemittelgehalt bei Gummimodifizierungen stets höher zu wählen, da der unlösliche Teil des Gummizusatzes in fester Form verbleibt.

6.3.5 Auswirkungen der Verkehrsfreigabe auf die Oberflächeneigenschaften

Die Rollspuren waren bereits einige Wochen nach der Verkehrsfreigabe visuell sichtbar. Zwischen Rollspur und den weniger befahrenen Bereichen beträgt die durchschnittliche Differenz der mittleren Profiltiefe in der Uemmingerstraße (D5*) 0,159 mm und in der stärker frequentierten Königsallee (D4*) 0,267 mm (vgl. Bild 113). Mit dem Rückgang der Profiltiefe ist eine Zunahme des Gestaltfaktors um 4,55 bzw. 4,46 % im Mittel zu verzeichnen. Die Oberfläche weist durch das Einebnen der Spitzen eine zunehmend konkave Textur auf. Im Gegensatz dazu zeigen die LFC-Messungen keine Griffigkeitsunterschiede zwischen den Rollspuren und den weniger befahrenen Bereichen (vgl. Bild 112). Folglich beeinflusst die Texturänderung die Verkehrssicherheit hier nach nicht, da aufgrund der Verkehrsbelastung zwischen Bauausführung und den Messungen eine verminderte Anfangsgriffigkeit in den weniger befahrenen Bereichen ausgeschlossen werden kann.

7 Zusammenfassung

Nach den [ZTV Asphalt-StB, 2007] beträgt die Zeitspanne zwischen dem Einbau des Asphalts und dessen Verkehrsfreigabe wenigstens 24 Stunden. Aus volkswirtschaftlichen Gründen besteht an vie-

len verkehrstechnisch hochbelasteten Stellen das Interesse, diese Zeitspanne zu verkürzen. Gezielte Maßnahmen wie dünnschichtiger Einbau, eine verformungsbeständige Asphaltrezeptur oder der Einsatz viskositätsverändernder Wachsadditive werden angewendet, um bereits zu einem früheren Zeitpunkt eine ausreichende Verformungsbeständigkeit zu erreichen. Die Einschätzung des frühestmöglichen Zeitpunkts der Verkehrsfreigabe beruht bislang jedoch ausschließlich auf allgemeinen Erfahrungen.

Das Ziel des Forschungsprojektes bestand darin, drei verschiedene Messgeräte zur Bestimmung der Verformungsbeständigkeit von Asphalt in situ zu erproben und sowohl die Messgeräte als auch die Auswirkungen verschiedener Asphaltkomponenten zu analysieren. Dazu wurden im Labor verschiedene Asphaltarten mit unterschiedlich modifizierten Bindemitteln hergestellt und untersucht. In situ wurden elf Strecken – ebenfalls mit unterschiedlichen Asphaltarten und Bindemittelmodifizierungen – beprobt. Als Messgeräte wurden der PVE-Tester, das modifizierte leichte Fallgewichtsgeschütz (mod. LFGG) und der Impulshammer eingesetzt.

Mit dem PVE-Tester wird eine statische Last von 100 kg über einen Stempel von 40 mm Durchmesser auf den Asphalt übertragen (statische Flächenpressung: 0,8 N/mm²). Nach einer Belastungsdauer von fünf Minuten und einer anschließenden drei Minuten dauernden Entlastungsphase zur elastischen Rückverformung des Asphalts wird die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ als Kennwert bestimmt. Diese Messgröße stellt ein baupraktisches Schadensmerkmal dar und liefert im Allgemeinen präzise eine charakteristische Asphaltbewertung.

Eine ebenfalls präzise und für die Asphaltbewertung charakteristische Kenngröße stellt die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ bei Untersuchungen mittels mod. LFGG dar. Diese wird als potenzielles baupraktisches Schadensmerkmal als bleibende Verformung nach fünf aufeinanderfolgenden Laststößen des Fallgewichts gemessen. Im Gegensatz zum leichten Fallgewichtsgeschütz nach [TP BF-StB Teil B 8.3, 2003] erfolgt die Lastübertragung des 10 kg schweren Gewichts auf den Asphalt durch einen Stempel von 50 mm Durchmesser (dynamische Flächenpressung: 3,6 N/mm²). Zwischen dem beweglichen Stempel und der umgebenden Grundplatte wird die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ gemessen.

Mittels Impulshammer wird die mechanische Impedanz einer Messprobe bestimmt. Durch das Schlagen mit dem Impulshammer wird der Asphalt in einem breiten Frequenzspektrum zu Schwingungen angeregt. Durch einen Beschleunigungsaufnehmer wird die Reaktion des angeregten Mediums gemessen. Die ermittelte mechanische Impedanz beschreibt als Widerstand gegen die aufgebrachten Schwingungen die Steifigkeit des Asphalts. Als Mittelwert aus zehn aufeinander folgenden Schlägen ist die mechanische Impedanz bei Frequenzen zwischen 250 und 750 Hz zuverlässig zu bestimmen. Daher wurde die integrierte mechanische Impedanz in diesem Frequenzspektrum $Z_{m,250-750}$ als Bewertungskriterium festgelegt.

Der PVE-Tester und das mod. LFGG sind robust, einfach zu bedienen und damit für den Baustelleneinsatz grundsätzlich geeignet. Nachteile in der Handhabung sind primär das hohe Gewicht und die lange Messdauer des PVE-Testers. Der Impulshammer ist dagegen aufgrund des filigranen Aufbaus sowie der empfindlichen und relativ komplexen Technik nur bedingt für den Baustelleneinsatz geeignet.

Mit jedem der drei Messgeräte kann eine Vielzahl physikalischer Kenngrößen ermittelt werden. Anhand der integrierten mechanischen Impedanzen sind im Laborbetrieb charakteristische Zusammenhänge zwischen Asphalttemperatur und Asphaltsteifigkeit festzustellen. Vergleiche zwischen den unterschiedlichen Asphaltarten und die Messungen in situ führen jedoch zu keinen plausiblen Ergebnissen. Folglich ist der Impulshammer in der vorliegenden Form und Anwendung zur Bestimmung der Verformungsbeständigkeit von Asphalt nach dem Einbau nicht geeignet. Möglicherweise kann durch Änderungen im Aufbau und in der Durchführung eine Verbesserung der Aussagekraft erreicht werden.

Aus der Vielzahl möglicher Kenngrößen wurden sowohl bei dem PVE-Testers als auch bei dem mod. LFGG die irreversible Eindringtiefe ($ET_{irr,PVE}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$) als geeignete Kennwerte gewählt. An Bestandsstrecken wurden für beide Kennwerte unter hochsommerlichen Wetterbedingungen erste Anhaltswerte für eine frühestmögliche schadensfreie Verkehrsfreigabe definiert: mit dem PVE-Tester eine irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ von 2,0 mm und eine irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ von 0,5 mm bei Untersuchungen mit dem mod. LFGG.

Auf Basis der irreversiblen Eindringtiefen kann die Verformungsbeständigkeit von Asphalt geringer Steifigkeit im Labor und in situ relativ präzise charakterisiert werden. Im Rahmen der Messpräzision fällt die Bewertung der verschiedenen Asphalte auf Basis der beiden Messgeräte ähnlich aus. Charakteristisch ist die deutlich ausgeprägtere Differenzierung der irreversiblen Eindringtiefen zwischen generell verformungsbeständigen und nicht verformungsbeständigen Asphalten bei Messungen mittels mod. LFGG. In der Abkühlphase nimmt die irreversible Eindringtiefe bei Messungen mittels mod. LFGG wesentlich stärker ab als die mittels PVE-Tester bestimmte irreversible Eindringtiefe. Nach vollständiger Abkühlung treten daher praktisch keine irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,LFGG}$ auf, während die Untersuchungsergebnisse des PVE-Testers ($ET_{irr,PVE}$) auch bei Asphalttemperaturen unter 20 °C einige Millimeter aufweisen.

Die Präzision beider Messverfahren reicht anhand der ermittelten Ergebnisse nicht aus, um die Wirkung viskositätsverändernder Wachsadditive exakt zu bestimmen. Eine höhere Asphaltsteifigkeit durch den Einsatz verformungsbeständiger Asphaltarten ist analog zu der Wirkung der Wachsadditive nur als Trend festzustellen. Vermutlich beeinflussen andere Faktoren wie beispielsweise Temperaturverteilung oder Materialhomogenität die Prüfergebnisse zu sehr, um eine Differenzierung der Asphaltkennwerte zu erreichen.

Zusammenfassend sind beide Verfahren zur Bestimmung eines frühestmöglichen Zeitpunkts der Verkehrsfreigabe sinnvoll, da die Angabe einer allgemeingültigen maximalen Oberflächentemperatur oder einer Zeitspanne zwischen Asphalteinbau und Verkehrsfreigabe nicht zielführend ist. Die Anwendung der im Rahmen dieses FE-Projektes hergeleiteten ersten Anhaltswerte bei unterschiedlichen Baumaßnahmen deutet darauf hin, dass eine Verkehrsfreigabe unter entsprechenden Rahmenbedingungen (Asphaltzusammensetzung, Wetter, etc.) deutlich früher als nach 24 Stunden erfolgen kann. Die vorgeschlagenen Anhaltswerte sind jedoch durch weitere Forschungen zu verifizieren. Durch Untersuchungen unter hochsommerlichen Wetterbedingungen mittels PVE-Tester und mod. LFGG begleitet von detaillierten Analysen zum Asphaltverhalten können so exakte Freigabebedingungen festgelegt werden. Neben den Grenzwerten der maximalen irreversiblen Eindringtiefen sollte durch eine weitergehende Analyse der Messstreuungen in situ

eine Mindestzahl an Messungen vorgegeben werden, die die Einhaltung des Grenzwertes bestätigen.

Literatur

- AL-Sp-Asphalt-StB: Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzugschwellversuch, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln, Ausgabe, 2009
- AP 33/A.: FGSV-Arbeitspapier Nr. 33/A. Tragfähigkeit von Straßen, Kapitel A: Messverfahren, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 1994
- ARAND, W.: Einfluss von Temperatur und Temperaturrate auf den Verformungswiderstand frisch verlegter Asphaltdeckschichten während Abkühlung und Wiedererwärmung. Asphalt, 4/1998
- BARTHEL, W., von DEVIVERE, M., MARCHAND, J.-P.: Niedrigtemperaturasphalt mit Zeolith – Erfahrungen im In- und Ausland. Asphalt, 8/2004
- BOSSEMEYER, H.R.: Die praktische Berechnung der Abkühlung bituminöser Schichten. Arbeitsgemeinschaft der Bitumenindustrie e.V., Hamburg, 1968
- BUCHTA, M., NIEVELT, H.: Einbautechnologie im Asphaltstraßenbau. Gestrata Journal, Folge 109, 2005
- CHADBOURN, B., NEWCOMB, D, VOLLER, V., DESCOMBRE, R., LUOMA, J., TIMM, D.: An Asphalt paving tool for adverse conditions. Minnesota Department of Transportation, 1998
- DIN EN 12697, Teil 22: Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 25: Druckschwellversuch. Beuth-Verlag, Berlin, Ausgabe 2004
- DIN EN 12697, Teil 25: Asphalt – Prüfverfahren für Heißasphalt – Teil 22: Spurbildungstest. Beuth-Verlag, Berlin, Ausgabe 2004
- DIN EN 13702-1: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung der dynamischen Viskosität von modifizierten Bitumen – Teil 1: Platte-Kegel-Verfahren, Deutsches Institut

- für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 2003
- DIN EN 1426: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung der Nadelpenetration, Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 2007
- DIN EN 1427: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel - Bestimmung des Erweichungspunktes – Ring- und Kugel-Verfahren, Deutsches Institut für Normung e. V., Beuth Verlag, Berlin, Ausgabe 2007
- DIN EN 14770: Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Bestimmung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels – Dynamisches Scherrheometer (DSR); Beuth Verlag, Berlin, 2005
- DISYNET.: Disynet Data Interface Systems and Network GmbH 2008, Sensor-Kompendium, Internetpräsenz: 14.11.2012 <http://www.esensors.net/index.html?/kompendium.htm>
- DREHER, G.: Ermittlung geeigneter rheologischer Kennwerte zur Abschätzung des Zeitpunkts der Verkehrsfreigabe von Asphaltstraßen, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Verkehrswegebau, Ruhr-Universität Bochum, 2013
- EHRHARDT, C.-C.: Kriterien für die frühestmögliche Verkehrsfreigabe von Asphaltbefestigungen, Technische Universität Braunschweig, 2007
- FORMENTI, D.: What ist he Coherence Function an How Can It Be Used to Find Measurement an Test Setup Problems? Sound an Vibration, 1999
- GOGOLIN, D.: Rheologische Kennwerte bitumenhaltiger Bindemittel zur Charakterisierung akustischer Eigenschaften von Asphaltdeckschichten, Dissertation, Lehrstuhl für Verkehrswegebau, Ruhr-Universität Bochum, 2011
- HANZ, A.J., FAHEEM, A., MAHMOUD, E., BAHIA, H.U.: Measuring Effects of Warm-Mix-Additives – Use the newly developed asphalt binder lubricity test for the dynamic shear rheometer, Transportation research record, Seite 85–92, Washington, 2010
- HORN, A., HAMEISTER, H., PITZLER, D., CREMER, M.: Qualitätsverbesserungen beim Asphaltstraßenbau – Einbau und Verdichtung von Asphalt (Teil 2), BauPortal, 8/2011
- HUTSCHENREUTHER, J.; WÖRNER, T.: Asphalt im Straßenbau. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1998
- KERN, M.: Charakterisierung des rheologischen Verhaltens von Asphaltdeckschichten bei statischer Belastung zur Abschätzung des Zeitpunktes der Verkehrsfreigabe, Bachelorarbeit, Lehrstuhl für Verkehrswegebau, Ruhr-Universität Bochum, 2011
- KIEHNE, A.: Rechnerische Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen in Asphaltbauweise – Entwicklung und Umsetzung eines Verfahrens, Manuskript zur Dissertation TU Dresden (unveröffentlicht), Bearbeitungsstand 2007
- KUCERA, K.: Bemerkungen zur Ausführung von Fahrbahnbefestigungen im Asphaltoberbau. Arbeitsgemeinschaft der Bitumenindustrie e. V., Hamburg, 1974
- MANSFELD, R., et al.: Temperaturabgesenkte Asphalte – Ratschläge aus der Praxis für die Praxis, Deutscher Asphaltverband e. V., Bonn, 2009
- Merkblatt über die statistische Auswertung von Prüfergebnissen, Teil 1: Grundlagen zur Präzision von Prüfverfahren, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, 2000
- MILSTER, R., EMPERHOFF, W., GRAF, K., LIPS, C., MANSFELD, R.: Ratschläge für den Einbau von Walzasphalt. Deutscher Asphaltverband e. V., Bonn, 2007
- M TA: Merkblatt für Temperaturabsenkung von Asphalt, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, 2006
- M VA: Merkblatt für das Verdichten von Asphalt, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, 2005
- PAWLIK, C.: Entwicklung eines Prüfverfahrens zur Bestimmung des optimalen Zeitpunktes zur Verkehrsfreigabe einer Asphaltdeckschicht nach Einbau, Diplomarbeit, Lehrstuhl für Verkehrswegebau, Ruhr-Universität Bochum, 2009
- RADENBERG, M., GEHRKE, M.: Rheologische Charakterisierung bitumenhaltiger Bindemittel

- tel im Temperaturbereich von -10 bis 150 °C. Straße und Autobahn, 7/2012
- RENKEN, P.: Walzasphalte mit viskositätsabsenkenden Additiven – Entwicklung und Optimierung der Eignungs- und Kontrollprüfungsverfahren und Bestimmung der Einflüsse auf die performance-orientierten Asphalteigenschaften, Technische Universität Braunschweig, Institut für Straßenwesen, 2012
- RIEDL, S., GRÄTZ, B., HOTHAN, J., PAULI, S.: Über die Mehrdeutigkeit bei der Rückrechnung von Schichtsteifigkeiten aus Einsenkmessungen, Straße und Autobahn, 8/2009
- RDO-Asphalt 09.: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht – RDO-Asphalt 09, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 2009
- SCHULTE, W.: Analyse des Temperaturgeschehens im Straßenoberbau und dessen Einfluss auf die Ergebnisse von Einsenkmessungen nach Benkelmann. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 423, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 1984
- SCHELLENBERGER, W.: Einbau von Asphaltbeton und Einfluss der Witterungsbedingungen. Asphalt, 8/1997
- STEINAUER, B., SCHARNIGG, K.: Vergleich der Prüfverfahren zur Ansprache der Verformungseigenschaften von Asphalt. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 959, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2007
- TL Asphalt-StB 2007: Technische Lieferbedingungen für Asphaltgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln, Ausgabe 2007
- TP Asphalt-StB, Teil 6: Technische Prüfvorschriften für Asphalt – TP Asphalt-StB, Teil 6: Raumdichte von Asphaltprobekörpern, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 2007
- TP Asphalt-StB, Teil 8: Technische Prüfvorschriften für Asphalt – TP Asphalt-StB, Teil 8: Volumetrische Kennwerte von Asphaltprobekörpern, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 2007
- TP Asphalt-StB, Teil 33: Technische Prüfvorschriften für Asphalt – TP Asphalt-StB, Teil 33: Herstellung von Asphalt-Probeplatten im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV), Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 2007
- TP Asphalt-StB, Teil 35: Technische Prüfvorschriften für Asphalt – TP Asphalt-StB, Teil 35: Asphaltmischgutherstellung im Laboratorium, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 2007
- TP Asphalt-StB, Teil 25B1: Technische Prüfvorschriften für Asphalt – TP Asphalt-StB, Teil 25B1: Einaxialer Druckschwellversuch – Bestimmung des Verformungsverhaltens von Walzasphalt bei Wärme, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 2010
- TP Asphalt-StB, Teil Spurbildungsversuch: Technische Prüfvorschriften für Asphalt – TP Asphalt-StB, Teil Spurbildungsversuch: Bestimmung der Spurrinntiefe im Wasserbad, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 1997
- TP BF-StB Teil B 8.3: Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau, Teil B 8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit Leichtem Fallgewichtsgesetz. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 2003
- VELSKE, S., MENTLEIN, H., EYMANN, P.: Straßenbau und Straßenbautechnik, Werner Verlag, Köln, 2009
- WAGNER, M.: Temperaturabgesenkte Asphalte – gebrauchungsverhaltenorientierte Untersuchungen an Bitumen und Asphalt. Dissertation, Wien, 2010
- WEINGART, W.: Der Dynamische Plattendruckversuch im Straßenoberbau. Beitrag zur Mineralstofftagung, Köln, 2003
- ZANDER, U.: Einfluss von Luftdruckschwankungen in Asphaltblasen auf den Verformungswider-

stand frisch verlegter Asphaltbetondeckschichten, Dissertation, Institut für Straßenwesen, Technische Universität Braunschweig, 2004

ZENKE, G.: Stoffbestand und Verhalten von Bitumen – Eine Übersicht zum Stande der Erkenntnisse (I). Zeitschrift Bitumen, Heft 3/1990,

ZTV Asphalt-StB, 2007: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V., Köln, Ausgabe 2007

Bilder

- Bild 1: Typische Funktionsverläufe des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels bei nicht modifiziertem Bitumen in Abhängigkeit von der Temperatur
- Bild 2: Typische Funktionsverläufe des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels bei nicht modifiziertem Bitumen in Abhängigkeit von der Frequenz
- Bild 3: Kehrwert des E-Moduls in Abhängigkeit von der Temperatur für eine Asphaltdeckschicht nach [KIEHNE]
- Bild 4: Beispielhafte Entwicklung der Asphalttemperatur und -dichte während der Verdichtung [CHADBOURN, et al., 1998]
- Bild 5: Abkühlgeschwindigkeit einer 4 cm dicken Asphaltsschicht bei unterschiedlichen Umgebungsbedingungen [BUCHTA, NIEVELT, 2005]
- Bild 6: Abkühlleinflüsse auf die Asphaltkerntemperatur [HORN et al., 2011]
- Bild 7: Abkühlung von verschieden dicken Asphaltlagen [HUTSCHENREUTHER, WÖRNER, 2010]
- Bild 8: Temperaturverteilung im Straßenoberbau [VELSKE, et al., 2009]
- Bild 9: Temperaturabhängige komplexe Schermoduln nicht modifizierter und viskositätsveränderter Bindemittel, gemessen bei einer stufenweisen Erwärmung [RADENBERG, GEHRKE, 2012]
- Bild 10: Schematische Darstellung des PVE-Testers [PAWLIK, 2009]
- Bild 11: Exemplarische Darstellung der Versuchsergebnisse mit Einteilung in die Verformungsanteile [KERN, 2011]
- Bild 12: Temperaturabhängige Verformung von Splittmastix-asphalt mit und ohne Wachsmodifikation [KERN, 2011]
- Bild 13: Schematische Darstellung des Leichten Fallgewichtsgeräts [TP BF-StB Teil B 8.3]
- Bild 14: Prinzipskizze zum zeitlichen Verlauf der Kraft und der Setzung bei Stoßbelastung mit dem Leichten Fallgewichtsgerät [TP BF-StB Teil B 8.3]
- Bild 15: Ermittlung der Gesamteindringtiefe und der bleibenden Eindringtiefe [EHRHARDT, 2007]
- Bild 16: Vergleich der bleibenden Eindringtiefen, AB 0/11S mit Bitumen 50/70 und SMA 0/11 S mit Bitumen 50/70 [EHRHARDT, 2007]
- Bild 17: Impulshammer mit externen Beschleunigungsmesser [DISYNET, 2012]
- Bild 18: Frequenzabhängige Kohärenzfunktion
- Bild 19: Frequenz- und temperaturabhängige Mechanische Impedanz eines SMA 8 LA [GOGOLIN, 2012]
- Bild 20: Zusammenhang zwischen dem Steifigkeitsmodul und dem ausgeprägtem Maximum der mechanischen Impedanz für alle Asphaltvarianten [GOGOLIN, 2012]
- Bild 21: Korngrößenverteilung des hergestellten AC 8 D N inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]
- Bild 22: Korngrößenverteilung des hergestellten AC 11 D S inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]
- Bild 23: Korngrößenverteilung des hergestellten AC 11 D S inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]
- Bild 24: Korngrößenverteilung des hergestellten SMA 8 S inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]

- Bild 25: Korngrößenverteilung des hergestellten SMA 8 N inklusive der Grenzen gemäß [TL Asphalt-StB, 2007]
- Bild 26: PVE-Tester im Laborbetrieb
- Bild 27: Mod. LFGG im Laborbetrieb
- Bild 28: Kohärenzfunktionen einer Asphaltprobe bei unterschiedlichen Lagerungsbedingungen
- Bild 29: Impulshammer im Laborbetrieb
- Bild 30: PVE-Tester, mod. LFGG und Impulshammer bei der Baumaßnahme „Deckschicht Wittenberg“ (D8)
- Bild 31: Einbau des AC 16 B S in Alpen (B1)
- Bild 32: Einbau des AC 16 B S (SMA) in Wittenberg (B3)
- Bild 33: Einbau des SMA 8 S in Adorf (D1)
- Bild 34: Einbau der Deckschicht in Alpen (D2)
- Bild 35: Einbau der SMA 8 S in Bochum, A448 (D3)
- Bild 36: SMA 8 S in Bochum (hier: Königsallee, D4*)
- Bild 37: Einbau der SMA 8 S in Chemnitz (D6)
- Bild 38: Einbau des PMA 5 in Düsseldorf (D7)
- Bild 39: Einbau des SMA 11 S in Wittenberg (D8)
- Bild 40: Nadelpenetration und Erweichungspunkt Ring und Kugel der in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bindemittel
- Bild 41: Temperaturabhängige komplexe Schermoduln der in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bindemittel
- Bild 42: Temperaturabhängige Phasenwinkel der in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bindemittel
- Bild 43: Definition der Kennwerte der Messungen mit dem PVE-Tester
- Bild 44: Temperaturabhängige irreversible, maximale bzw. viskose Eindringtiefe (PVE-Tester) der Binderschicht Wittenberg
- Bild 45: Definition der Kennwerte der Messwerte mit dem mod. LFGG
- Bild 46: Bleibende Eindringtiefe (mod. LFGG) mit und ohne Berücksichtigung des ersten Laststoßes der Binderschicht Wittenberg
- Bild 47: Definition der Kennwerte der Messungen mit dem Impulshammer
- Bild 48: Frequenzabhängige Kohärenz bei der Messung der Impedanz einer Asphaltoberfläche
- Bild 49: Durchschnittliche Streuung der Kennwerte bei Messungen im Labor, jeweils in Abhängigkeit von der Temperatur
- Bild 50: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{\max, PVE}$ (PVE-Tester) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 51: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{\text{irr}, PVE}$ (PVE-Tester) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 52: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{\max, PVE}$ (PVE-Tester) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 53: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{\text{irr}, PVE}$ (PVE-Tester) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 54: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{\max, PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 55: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{\text{irr}, PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 56: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{\max, PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 57: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{\text{irr}, PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 58: Temperaturabhängige maximale Eindringtiefe $ET_{\max, PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln

- Bild 59: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 60: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) des SMA 8 S auf unterschiedlich standfesten Asphaltbindern
- Bild 61: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 62: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 63: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 64: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 65: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 66: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 67: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 68: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 69: Temperaturabhängige gemittelte dynamische Eindringtiefe $ET_{dyn,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 70: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 71: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) des SMA 8 S auf unterschiedlich standfesten Asphaltbindern
- Bild 72: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 73: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des AC 8 D N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 74: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 75: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des AC 11 D S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 76: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 77: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 5 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 78: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 79: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 80: Maximale mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 81: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 N mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 82: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) des SMA 8 S mit unterschiedlich modifiziertem Bindemitteln
- Bild 83: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Adorf (D1)
- Bild 84: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Binderschicht Alpen (B1)
- Bild 85: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Alpen (D2)

- Bild 86: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Binderschicht Bochum (A 448, B2)
- Bild 87: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Bochum (A 448, D3)
- Bild 88: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Bochum (Königsallee, D4*)
- Bild 89: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Bochum (Uemmingerstraße, D5*)
- Bild 90: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Chemnitz (D6)
- Bild 91: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Binderschicht Wittenberg (B3)
- Bild 92: Temperaturabhängige maximale bzw. irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschicht Wittenberg (D8)
- Bild 93: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Adorf (D1)
- Bild 94: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Binderschicht Alpen (B1)
- Bild 95: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Alpen (B2)
- Bild 96: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Binderschicht Bochum (A 448, B2)
- Bild 97: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Bochum (A 448, D3)
- Bild 98: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Bochum (Königsallee, D4*)
- Bild 99: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Bochum (Uemmingerstraße, D5*)
- Bild 100: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Chemnitz (D6)
- Bild 101: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Düsseldorf (D7)
- Bild 102: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Binderschicht Wittenberg (B3)
- Bild 103: Temperaturabhängige irreversible bzw. mittlere dynamische Eindringtiefe (mod. LFGG) der Deckschicht Wittenberg (D8)
- Bild 104: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Adorf (D1)
- Bild 105: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Binderschicht Alpen (B1)
- Bild 106: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Alpen (D2)
- Bild 107: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Binderschicht Bochum (A 448, B2)
- Bild 108: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Bochum (A 448, D3)
- Bild 109: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Chemnitz (D6)
- Bild 110: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Binderschicht Wittenberg (B3)
- Bild 111: Temperaturabhängige maximale bzw. integrierte Impedanz (Impulshammer) der Deckschicht Wittenberg (D8)
- Bild 112: Griffigkeit (LFC-Messverfahren) bei der Baumaßnahmen D4* und D5* jeweils in und neben der Rollspur
- Bild 113: Mittlere Profiltiefe und Gestaltfaktor (Texturmessung) bei den Baumaßnahmen D4* und D5* jeweils in und neben der Rollspur
- Bild 114: Gemittelter Einfluss der Temperierungsmethode auf die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester)

Bild 115: Gemittelter Einfluss der Temperierungsmethode auf die irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG)

Bild 116: Gemittelter Einfluss der Temperierungsmethode auf die integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer)

Bild 117: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung

Bild 118: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung (logarithmisch)

Bild 119: Zusammenhang zwischen der Änderung des komplexen Schermoduls des Bindemittels und der Änderung der irreversiblen Eindringtiefe des damit hergestellten Asphalts bei 20 und 80 °C

Bild 120: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung

Bild 121: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung (logarithmisch)

Bild 122: Mittlere temperaturabhängige integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) der verschiedenen Asphaltarten in Abhängigkeit von der Bindemittelmodifizierung

Bild 123: Zusammenhang zwischen der Änderung des komplexen Schermoduls des Bindemittels und der Änderung der integrierten mechanischen Impedanz des damit hergestellten Asphalts bei 20 und 80 °C

Bild 124: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,PVE}$ (PVE-Tester) in Abhängigkeit von der Asphaltart

Bild 125: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) in Abhängigkeit von der Asphaltart

Bild 126: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) in Abhängigkeit von der Asphaltart (logarithmisch)

Bild 127: Mittlere temperaturabhängige integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) in Abhängigkeit von der Asphaltart

Bild 128: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der Deckschichten D4* und D5* in Bochum

Bild 129: Mittlere temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) der Deckschichten D4* und D5* in Bochum

Bild 130: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) der untersuchten Baumaßnahmen

Bild 131: Temperaturabhängige irreversible Eindringtiefe $ET_{irr,LFGG}$ (mod. LFGG) der untersuchten Baumaßnahmen

Bild 132: Temperaturabhängige integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) der untersuchten Baumaßnahmen

Tabellen

Tab. 1: Bindemittelgehalt, Raumdichte und Hohlraumgehalt der hergestellten Asphalte

Tab. 2: Untersuchte Baumaßnahmen

Tab. 3: Gegenüberstellung der maximalen Differenzen der Mittelwerte unterschiedlich modifizierter Asphalte und der mittleren Streuungen von Doppelbestimmungen; jeweils in Abhängigkeit von dem Prüfverfahren und der Temperatur

Tab. 4: Gegenüberstellung der maximalen Differenzen der Mittelwerte unterschiedlicher Asphaltarten und der mittleren Streuungen von Doppelbestimmungen; jeweils in Abhängigkeit von dem Prüfverfahren und der Temperatur

Tab. 5: Handhabung der Prüfgeräte

Tab. 6: Oberflächentemperatur zum frühest möglichen Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe anhand der Anhaltswerte der irreversiblen Eindringtiefen $ET_{irr,PVE}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$

Tab. 7: Abnahme der irreversiblen Eindringtiefen
 $E_{T_{irr,PVE}}$ bzw. $ET_{irr,LFGG}$ zwischen 60 und
20 °C

Anhang

PVE – Adorf			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
59	2,78	2,19	0,05
59	2,81	2,32	0,07
57	2,10	1,61	0,10
57	3,88	3,28	0,11
55	2,98	2,43	0,10
55	2,98	2,43	0,06
53	1,82	1,39	0,10
53	2,75	2,31	0,10
53	3,20	2,77	0,09
53	2,65	2,17	0,05
53	3,02	2,29	0,09
53	2,25	2,54	0,07
43	2,72	2,31	0,07
42	2,12	1,69	0,09
42	1,61	1,25	0,05
36	1,70	1,25	0,05
23	0,90	0,68	0,06
23	1,07	0,81	0,12
23	1,07	0,79	0,15

Tab. A-1: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme D1 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

PVE – Alpen – Binder			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
42	1,77	1,3	0,02
42	2,38	0,95	0,02
38	1,25	0,86	0,02
38	0,94	0,48	0,02
36	1,48	1,04	0,03
36	1,54	1,16	0,03
32	0,79	0,5	0,03
32	0,81	0,51	0,03
30	0,84	0,57	0,03
30	0,82	0,53	0,03
20	0,42	0,19	0,01
20	0,49	0,26	0,03
20	0,55	0,25	0,03

Tab. A-2: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme B1 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

PVE – Alpen – Deckschicht			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
56	1,25	1,64	0,08
56	1,65	2,16	0,11
53	1,34	1,82	0,04
53	1,99	2,42	0,07
50	1,36	1,72	0,08
50	1,49	1,87	0,07
40	0,93	1,32	0,08
40	1,13	1,48	0,13
37	0,94	1,22	0,05
34	0,79	1,23	0,12
34	0,98	1,37	0,04
31	1,06	1,49	0,11
31	1,02	1,43	0,06
22	0,63	0,42	0,08
22	0,66	0,44	0,03
22	0,60	0,32	0,07

Tab. A-3: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme D2

PVE – Bochum A448 – Binder			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
54	2,29	1,89	0,08
49	2,04	1,66	0,05
45	1,57	1,17	0,05
45	1,67	1,29	0,08
48	1,95	1,52	0,06
45	1,81	1,48	0,15
37	0,91	0,63	0,09
34	1,14	0,78	0,13
40	1,47	1,13	0,12
21	0,28	0,14	0,05
21	0,38	0,17	0,06
21	0,38	0,17	0,06

Tab. A-4: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme B2 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

PVE – Bochum A448 – Deckschicht			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
48	1,99	1,65	0,06
45	2,11	1,66	0,09
43	2,09	1,74	0,09
40	2,02	1,63	0,10
38	1,72	1,37	0,20
36	1,95	1,61	0,11
35	1,27	0,96	0,10
34	1,54	1,16	0,09
33	1,66	1,17	0,15
33	1,24	0,94	0,08
31	1,14	0,78	0,10
30	1,17	0,84	0,07
20	0,73	0,44	0,05
20	0,76	0,48	0,05

Tab. A-5: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme D3 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

PVE – Bochum Königsallee			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
50	1,4	1,1	0
50	1,7	1,2	0,1
40	1,2	0,93	0,02
40	1,12	0,81	0,04
40	1,12	0,81	0,03
23	0,53	0,29	0,03
23	0,49	0,23	0,03

Tab. A-6: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme D4*

PVE – Bochum Ümminger Straße			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
50	2,36	2,04	0,04
50	2,13	1,95	0
40	1,63	1,4	0,07
40	1,41	1,14	0,06
23	0,85	0,59	0,12
23	0,72	0,46	0,05

Tab. A-7: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme D5*

PVE – Chemnitz		
T	ET _{rev}	ET _{irr}
°C	mm	mm
40	3,40	2,50
38	1,76	1,38
37	1,47	1,14
36	2,19	1,71
36	2,80	2,28
35	1,41	1,10
34	1,83	1,48
33	2,20	1,66
30	1,55	1,04
28	1,40	1,09
26	1,09	0,70
9	0,59	0,41
9	0,67	0,50

Tab. A-8: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme D6 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

PVE – Wittenberg – Binder			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
88	9,35	7,82	0,15
78	6,70	5,53	0,26
74	8,35	7,90	0,19
66	7,33	6,15	0,23
60	4,81	3,76	0,37
57	4,55	3,22	0,19
53	5,82	4,34	0,40
49	1,26	0,89	0,10
46	2,66	2,15	0,08
44	2,25	1,74	0,19
42	3,09	2,47	0,17
23	1,55	1,15	0,51
23	1,29	0,92	0,35

Tab. A-9: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme B3 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

PVE – Wittenberg – Deckschicht			
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm
68	6,16	5,49	0,25
61	4,76	3,83	0,21
57	4,87	4,02	0,23
54	3,86	3,03	0,25
52	3,03	2,45	0,29
49	4,03	3,18	0,28
48	2,67	2,14	0,28
45	2,02	1,33	0,18
44	2,89	2,20	0,31
42	2,04	1,45	0,32
40	1,82	1,30	0,34
39	1,92	1,50	0,26
37	1,60	1,19	0,24
36	1,01	0,75	0,16
35	1,33	1,18	0,18
35	1,19	0,88	0,20
20	0,47	0,26	0,16
20	0,69	0,59	0,15
20	0,58	0,51	0,19

Tab. A-10: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Baumaßnahme D8 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Adorf		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
58	0,35	0,09
57	0,39	0,12
57	0,35	0,11
57	0,35	0,11
55	0,33	0,08
55	0,30	0,12
55	0,40	0,12
53	0,35	0,08
53	0,42	0,07
53	0,37	0,14
53	0,41	0,13
53	0,42	0,13
53	0,25	0,11
53	0,33	0,11
53	0,38	0,11
53	0,35	0,13
53	0,35	0,14
53	0,34	0,11
53	0,29	0,14
53	0,29	0,09
53	0,39	0,16
53	0,32	0,09
53	0,29	0,10
53	0,44	0,16
53	0,36	0,12
53	0,37	0,10
53	0,36	0,17
42	0,17	0,03
42	0,16	0,01
42	0,18	0,04
42	0,17	0,03
36	0,22	0,04
36	0,23	0,05
36	0,26	0,05
36	0,22	0,03
36	0,23	0,07
24	0,42	0,00
24	0,09	0,00
24	0,17	0,00

Tab. A-11: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme D1 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Alpen – Binder		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
44	0,10	0,31
42	0,09	0,22
41	0,09	0,30
40	0,12	0,22
36	0,15	0,18
35	0,13	0,09
34	0,11	0,09
33	0,08	0,13
32	0,43	0,07
31	0,11	0,21
30	0,58	0,15
30	0,10	0,18
22	<i>0,13</i>	<i>0,01</i>
22	<i>0,11</i>	<i>0,01</i>
22	<i>0,06</i>	<i>0,01</i>
22	<i>0,10</i>	<i>0,02</i>

Tab. A-12: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme B1 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Alpen – Deckschicht		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
60	0,30	0,84
60	0,30	0,81
55	0,28	0,75
52	0,29	0,82
56	0,25	0,72
56	0,33	0,98
56	0,31	0,65
56	0,25	0,69
56	0,36	0,86
53	0,32	1,22
53	0,34	0,77
53	0,32	0,76
41	0,24	0,76
41	0,25	0,60
41	0,37	0,77
36	0,20	0,60
36	0,20	0,26
36	0,13	0,07
36	0,09	0,31
36	0,21	0,12
31	0,11	0,27
31	0,15	0,16
22	<i>0,08</i>	<i>0,01</i>
22	<i>0,08</i>	<i>0,01</i>
22	<i>0,10</i>	<i>0,01</i>

Tab. A-13: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme D2 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Bochum A 448 – Binder		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
54	0,35	0,90
54	0,36	1,08
53	0,31	0,94
53	0,28	1,15
53	0,34	1,40
47	0,30	0,83
47	0,29	0,81
46	0,27	0,98
46	0,01	0,58
45	0,24	0,81
43	0,20	0,44
43	0,24	0,52
43	0,17	0,43
42	0,14	0,58
41	0,19	0,60
41	0,13	0,51
37	0,08	0,54
37	0,12	0,34
35	0,14	0,01
32	0,13	0,20
22	<i>0,01</i>	<i>0,01</i>
22	<i>0,18</i>	<i>0,01</i>
20	<i>0,13</i>	<i>0,03</i>
20	<i>0,12</i>	<i>0,01</i>
20	<i>0,01</i>	<i>0,01</i>
20	<i>0,11</i>	<i>0,01</i>
19	<i>0,17</i>	<i>0,01</i>
19	<i>0,16</i>	<i>0,01</i>
18	0,09	0,01

Tab. A-14: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme B2 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Bochum A 448 – Deckschicht		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
50	0,21	0,12
50	0,27	0,16
48	0,28	0,12
48	0,11	0,15
45	0,16	0,09
44	0,11	0,08
42	0,12	0,10
42	0,16	0,08
40	0,15	0,11
40	0,09	0,08
38	0,13	0,05
38	0,12	0,09
38	0,13	0,06
36	0,16	0,05
36	0,08	0,05
34	0,08	0,03
34	0,15	0,01
32	0,11	0,05
32	0,14	0,07
30	0,18	0,02
30	0,14	0,09
20	0,06	0,01
20	0,10	0,01
20	0,15	0,01

Tab. A-15: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme D3 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Bochum Königsallee		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
50	0,18	0,39
50	0,19	0,38
50	0,19	0,34
50	0,18	0,33
50	0,18	0,37
40	0,08	0,17
40	0,09	0,17
40	0,15	0,22
40	0,1	0,24
40	0,09	0,2
23	0,08	0,01
23	0,08	0,01
23	0,08	0,01
23	0,13	0,01
23	0,1	0,03

Tab. A-16: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme D4*

mod LFGG – Bochum Üemminger Straße		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
50	0,18	0,48
50	0,24	0,28
50	0,23	0,64
50	0,19	0,48
50	0,23	0,45
41	0,21	0,36
41	0,15	0,37
41	0,26	0,37
41	0,16	0,34
41	0,11	0,32
23	0,09	0,03
23	0,11	0,07
23	0,11	0,06
23	0,08	0,05

Tab. A-17: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme D5*

mod LFGG – Chemnitz		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
45	0,40	1,05
45	0,32	0,79
45	0,28	1,09
42	0,25	0,67
42	0,23	0,47
42	0,23	0,87
39	0,18	0,65
39	0,24	0,52
39	0,28	0,69
37	0,14	0,49
37	0,23	0,45
37	0,23	0,65
36	0,17	0,25
36	0,13	0,34
36	0,17	0,31
34	0,13	0,31
34	0,15	0,27
34	0,12	0,40
31	0,10	0,35
31	0,12	0,26
31	0,17	0,33
30	0,11	0,24
27	0,10	0,18
27	0,10	0,08
9	0,11	0,01
9	0,10	0,07
9	0,18	0,09

Tab. A-18: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme D6 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Düsseldorf		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
50	0,75	1,83
49	0,75	1,75
48	0,39	1,26
48	0,39	1,06
46	0,43	0,86
44	0,44	1,06
44	0,38	1,40
44	0,56	1,14
44	0,36	0,84
44	0,39	0,83
44	0,33	0,90
43	0,40	0,93
40	0,40	0,50
40	0,33	0,77
37	0,01	0,49
37	0,01	0,49
36	0,21	0,36
36	0,21	0,36
35	0,20	0,35
35	0,30	0,54
35	0,14	0,30
35	0,30	0,54
35	0,14	0,30
34	0,23	0,19
34	0,27	0,40
34	0,27	0,40
30	0,22	0,14
28	0,18	0,03
28	0,01	0,11
28	0,14	0,10
28	0,14	0,10

Tab. A-19: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme D7 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Wittenberg – Binder		
T	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm
88	1,23	4,33
88	1,09	3,00
78	1,06	3,54
78	1,02	3,30
74	0,76	2,47
66	0,69	2,24
66	0,66	1,80
60	0,68	2,20
60	0,63	1,93
57	0,51	1,69
53	0,54	1,30
49	0,52	2,02
46	0,29	0,52
44	0,32	0,97
42	0,31	0,78
42	0,26	0,79
23	0,13	0,22
23	0,09	0,07
23	0,13	0,35

Tab. A-20: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme B3 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

mod LFGG – Wittenberg – Deckschicht		
T	ET_{dyn}	ET_{irr}
°C	mm	mm
46	0,32	0,71
46	0,31	0,66
46	0,22	0,44
45	0,32	0,77
44	0,28	0,68
44	0,30	0,51
43	0,31	0,62
40	0,23	0,30
39	0,24	0,45
38	0,23	0,34
38	0,21	0,39
38	0,25	0,44
37	0,21	0,33
37	0,20	0,37
36	0,16	0,24
35	0,12	0,25
35	0,14	0,24
20	0,12	0,01
20	0,11	0,01
20	0,10	0,01
20	0,12	0,01
20	0,01	0,01

Tab. A-21: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Baumaßnahme D8 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

Impulshammer – Adorf		
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN·s/m	MN/m
52	600	450
52	540	376
52	579	576
42	803	532
42	1031	591
42	900	602
38	888	576
38	880	564
38	836	559
36	1041	593
36	956	596
36	912	610
33	1008	623
33	1082	633
33	875	631
23	607	480
23	813	512
23	567	536
23	728	554
23	776	526

Tab. A-22: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Baumaßnahme D1 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

Impulshammer – Alpen – Binder		
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN·s/m	MN/m
45	709	2200
44	705	1740
43	696	1350
42	1357	1335
40	1323	1803
38	1286	1004
36	1469	1544
34	1500	1134
32	1450	1254
31	1455	1597
20	1547	1593
20	1558	1102
20	1502	1219

Tab. A-23: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Baumaßnahme B1 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

Impulshammer – Alpen – Deckschicht		
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m
38	937	777
38	791	937
35	402	980
35	450	600
32	439	1071
32	417	887
20	1346	1035
20	1619	1124

Tab. A-24: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Baumaßnahme D2 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

Impulshammer – Bochum A 448 – Binder		
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m
49	385	250
48	423	208
46	579	345
43	632	338
43	616	254
38	389	312
38	688	372
37	814	368
34	879	397
21	1895	1420
21	1961	1319
21	2100	1496
19	1855	1489
19	1877	1621

Tab. A-25: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Baumaßnahme B2 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

Impulshammer – Bochum A 448 – Deckschicht		
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m
42	1444	583
42	1601	577
38	1757	627
38	1351	545
36	1932	635
36	1626	611
36	1970	610
34	1557	677
34	1486	668
34	1788	632
32	2502	636
32	1526	717
32	1795	693
30	1523	705
30	1901	673
20	2005	631
20	2074	795
20	2272	668

Tab. A-26: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Baumaßnahme D3 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

Impulshammer – Chemnitz		
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m
38	346	538
38	316	644
38	384	480
38	387	489
35	403	482
35	402	604
32	445	573
32	457	523
30	403	854
30	374	437
9	581	989
9	605	945
9	709	991
9	690	1129

Tab. A-27: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Baumaßnahme D6 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

Impulshammer – Wittenberg – Binder		
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m
76	97	79
64	295	128
58	542	280
53	308	213
49	428	510
45	306	390
42	353	498
23	1029	1271
23	1444	1291

Tab. A-28: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Baumaßnahme B3 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

Impulshammer – Wittenberg – Deckschicht		
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m
48	1044	925
47	864	979
46	721	896
44	932	807
40	871	726
39	863	840
38	1021	931
38	842	763
37	1159	890
37	856	910
35	959	878
35	1236	902
20	1222	1084
20	1696	1099
20	1333	1115
20	1571	1127

Tab. A-29: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Baumaßnahme D8 (in kursiv die Messungen am Folgetag)

AC 8 D N									
AC 8 D N (unmodifiziert)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	1,37	1,19	0,08	1,35	1,14	0,08	1,36	1,17	0,08
40	1,62	1,41	0,04	1,96	1,60	0,05	1,79	1,51	0,04
60	1,72	1,48	0,03	1,70	1,46	0,03	1,71	1,47	0,03
80	3,33	3,09	0,08	4,71	4,47	0,13	4,02	3,78	0,11
AC 8 D N (FT-Wachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	1,19	0,98	0,05	0,86	0,66	0,04	1,03	0,82	0,04
40	1,19	0,98	0,08	0,81	0,61	0,11	1,00	0,80	0,10
60	1,58	1,36	0,03	2,08	1,81	0,04	1,83	1,59	0,04
80	1,40	1,15	0,02	1,77	1,51	0,07	1,59	1,33	0,04
AC 8 D N (Amidwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,84*	0,68*	0,05*	1,98*	1,74*	0,04*	1,41*	1,21*	0,05*
20	1,36	1,33	0,06	2,12	1,90	0,07	1,74	1,62	0,07
40	2,54*	2,28*	0,05*	1,11*	0,96*	0,03*	1,83*	1,62*	0,04*
40	1,41	1,42	0,07	2,29	2,07	0,13	1,85	1,75	0,10
60	2,07	1,83	0,04	2,12	1,89	0,03	2,10	1,86	0,04
80	4,25*	4,02*	0,04*	2,16*	1,97*	0,05*	3,21*	3,00*	0,05*
80	4,59	4,28	0,04	3,11	2,84	0,02	3,85	3,56	0,03
AC 8 D N (Montanwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	1,01	0,80	0,05	1,63	1,37	0,08	1,32	1,09	0,06
40	1,78	1,53	0,15	1,38	1,17	0,15	1,58	1,35	0,15
60	1,86	1,60	0,04	1,48	1,26	0,03	1,67	1,43	0,03
80	2,45	2,20	0,10	3,69	3,41	0,09	3,07	2,81	0,10

* Die Messergebnisse entsprechen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-30: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Asphaltart AC 8 D N (PVE-Tester)

AC 11 D S									
AC 11 D S (unmodifiziert)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,81	0,63	0,03	0,73	0,58	0,03	0,77	0,61	0,03
40	1,31	1,10	0,05	1,31	1,10	0,03	1,31	1,10	0,04
60	1,05	0,83	0,02	1,05	0,83	0,01	1,05	0,83	0,01
80	1,84	1,60	0,02	2,04	1,80	0,03	1,94	1,70	0,02
AC 11 D S (FT-Wachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	1,12	0,93	0,04	1,03	0,83	0,03	1,08	0,88	0,04
40	1,47	1,25	0,03	1,57	1,34	0,05	1,52	1,30	0,04
60	1,04*	0,87*	0,05*	2,06*	1,72*	0,04*	1,55*	1,30*	0,05*
60	2,01	1,77	0,03	1,44	1,22	0,02	1,73	1,50	0,02
80	1,58	1,34	0,01	1,23	1,02	0,02	1,41	1,18	0,01
AC 11 D S (Amidwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,68	0,49	0,02	0,76	0,54	0,02	0,72	0,52	0,02
40	0,83	0,90	0,03	0,90	0,67	0,02	0,87	0,79	0,02
60	1,67	1,41	0,01	2,07	1,83	0,04	1,87	1,62	0,03
80	2,12	1,81	0,05	1,75	1,46	0,06	1,94	1,64	0,06
AC 11 D S (Montanwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,85	0,64	0,04	0,67	0,48	0,01	0,76	0,56	0,02
40	1,53	1,35	0,03	1,91	1,65	0,07	1,72	1,50	0,05
60	1,77	1,53	0,05	1,62	1,41	0,07	1,70	1,47	0,06
80	2,51	2,21	0,16	2,43	2,20	0,06	2,47	2,21	0,11

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-31: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Asphaltart AC 11 D S (PVE-Tester)

SMA 5 S									
SMA 5 S (unmodifiziert)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	1,52*	1,38*	0,00*	0,51*	0,48*	0,00*	1,02*	0,93*	0,00*
20	0,90	0,69	0,09	1,42	1,21	0,11	1,16	0,95	0,10
40	2,11	1,88	0,08	2,25	2,01	0,13	2,18	1,95	0,11
60	2,69	2,45	0,07	2,33	2,01	0,03	2,51	2,23	0,05
80	3,48	3,24	0,06	3,88	3,60	0,04	3,68	3,42	0,05
SMA 5 S (FT-Wachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,89	0,67	0,05	0,98	0,72	0,05	0,94	0,69	0,05
40	0,99	0,77	0,06	1,21	1,00	0,05	1,10	0,89	0,06
60	1,03	0,79	0,02	1,24	1,01	0,02	1,14	0,90	0,02
80	3,90	3,66	0,03	2,77	2,40	0,18	3,34	3,03	0,11
SMA 5 S (Amidwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,78*	0,62*	0,03*	1,71*	1,54*	0,07*	1,25*	1,08*	0,05*
20	0,84	0,63	0,06	1,44	1,20	0,06	1,14	0,92	0,06
40	1,22	0,99	0,06	1,27	1,05	0,05	1,25	1,02	0,06
60	1,44	1,18	0,04	1,46	1,21	0,03	1,45	1,20	0,03
80	2,36	2,12	0,02	3,10	2,81	0,02	2,73	2,47	0,02
SMA 5 S (Montanwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,90	0,71	0,07	1,22	0,90	0,05	1,06	0,81	0,06
40	1,38	1,22	0,02	1,02	0,88	0,03	1,20	1,05	0,02
60	1,38	1,14	0,03	1,31	1,07	0,03	1,35	1,11	0,03
80	2,31	2,07	0,03	2,76	2,51	0,04	2,54	2,29	0,04

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-32: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Asphaltart SMA 5 S (PVE-Tester)

SMA 8 S									
SMA 8 S (unmodifiziert)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,64	0,44	0,04	0,73	0,51	0,04	0,69	0,47	0,04
40	1,44	1,20	0,02	0,99	0,76	0,02	1,22	0,98	0,02
60	1,54	1,28	0,03	1,36	1,12	0,05	1,45	1,20	0,04
80	2,38	2,11	0,04	1,54	1,33	0,04	1,96	1,72	0,04
SMA 8 S (FT-Wachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	1,02	0,77	0,08	1,24	0,99	0,08	1,13	0,88	0,08
40	1,58	1,31	0,04	1,42	1,16	0,06	1,50	1,24	0,05
60	1,66	1,36	0,10	1,39	1,13	0,04	1,53	1,25	0,07
80	1,59	1,31	0,06	1,99	1,64	0,02	1,79	1,48	0,04
SMA 8 S (Amidwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,68	0,44	0,07	0,67	0,47	0,03	0,68	0,46	0,05
40	1,80	1,57	0,05	1,69	1,48	0,03	1,75	1,53	0,04
60	1,85	1,61	0,03	1,50	1,26	0,03	1,68	1,44	0,03
80	2,55	2,21	0,03	1,37	1,13	0,01	1,96	1,67	0,02
SMA 8 S (Montanwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,79	0,62	0,05	1,03	0,84	0,05	0,91	0,73	0,05
40	1,39	1,16	0,02	1,93	1,69	0,03	1,66	1,43	0,02
60	1,82	1,46	0,02	2,09	1,86	0,02	1,96	1,66	0,02
80	2,02	1,78	0,02	2,93	2,68	0,03	2,48	2,23	0,02

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-33: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Asphaltart SMA 8 S (PVE-Tester)

SMA 8 N									
SMA 8 N (unmodifiziert)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,96	0,74	0,08	0,87	0,68	0,09	0,91	0,71	0,08
40	1,74	1,52	0,05	1,23	1,01	0,03	1,49	1,27	0,04
60	1,15	0,93	0,02	1,57	1,33	0,02	1,36	1,13	0,02
80	2,09	1,86	0,04	2,38	2,14	0,02	2,24	2,00	0,03
SMA 8 N (FT-Wachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,62	0,42	0,02	1,11	0,91	0,07	0,87	0,67	0,04
40	1,52	1,31	0,02	1,70	1,43	0,04	1,61	1,37	0,03
60	0,94	0,70	0,02	0,87	0,64	0,02	0,91	0,67	0,02
80	2,05	1,80	0,01	2,43	2,13	0,09	2,24	1,97	0,05
SMA 8 N (Amidwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	1,03	0,85	0,01	0,76	0,58	0,05	0,90	0,72	0,03
40	1,63	1,42	0,09	1,55	1,33	0,05	1,59	1,38	0,07
60	1,07*	0,84*	0,03*	2,05*	1,74*	0,08*	1,56*	1,29*	0,06*
60	1,35	1,12	0,03	1,82	1,59	0,04	1,59	1,36	0,03
80	1,88	1,66	0,04	1,24	1,02	0,05	1,56	1,34	0,04
SMA 8 N (Montanwachs)									
Temperatur	Erstbestimmung			Zweitbestimmung			Mittelwert		
T	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}	ET _{ges}	ET _{irr}	ET _{visk}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	1,22	0,97	0,05	1,30	1,12	0,04	1,26	1,05	0,05
40	1,52	1,33	0,02	1,39	1,21	0,03	1,46	1,27	0,02
60	1,78	1,53	0,07	1,77	1,47	0,02	1,78	1,50	0,04
80	3,74*	3,49*	0,06*	1,54*	1,32*	0,03*	2,64*	2,41*	0,05*
80	1,90	1,67	0,12	3,30	2,95	0,14	2,60	2,31	0,13

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-34: Temperaturabhängige Eindringtiefe (gesamt, irreversibel, viskos) der Asphaltart SMA 8 N (PVE-Tester)

AC 8 D N						
AC 8 D N (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,31	0,03	0,18	0,01	0,24	0,02
40	0,16	0,18	0,20	0,13	0,18	0,16
60	0,34	0,69	0,43	1,12	0,39	0,91
70	0,76	1,96	0,73	2,13	0,74	2,05
80	0,67	2,48	0,83	2,24	0,75	2,36
AC 8 D N (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,32	0,03	0,27	0,01	0,30	0,02
40	0,22	0,10	0,24	0,03	0,23	0,07
60	0,54	1,29	0,46	1,04	0,50	1,17
70	0,62	2,04	0,68	1,85	0,65	1,95
80	0,69	2,37	0,74	2,11	0,71	2,24
AC 8 D N (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,18	0,09	0,19	0,02	0,19	0,06
40	0,24*	0,36*	0,19*	0,02*	0,21*	0,19*
40	0,21	0,22	0,19	0,06	0,20	0,14
60	0,38	0,90	0,37	0,92	0,38	0,91
70	0,60*	1,26*	0,87*	2,61*	0,74*	1,94*
70	0,49	1,44	0,75	2,05	0,62	1,75
80	0,72	2,18	0,57	1,37	0,64	1,78
AC 8 D N (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,27*	0,33*	0,17*	0,06*	0,22*	0,20*
20	0,27	0,08	0,28	0,23	0,27	0,16
40	0,22	0,27	0,22	0,24	0,22	0,26
60	0,42	1,22	0,39	1,17	0,40	1,20
70	0,66*	1,44*	0,74*	2,41*	0,70*	1,93*
70	0,44	1,05	0,58	1,68	0,51	1,37
80	0,81	3,09	0,89	2,99	0,85	3,04

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-35: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, statisch) der Asphaltsorte AC 8 D N (mod. LFGG)

AC 11 D S						
AC 11 D S (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,14	0,01	0,23	0,05	0,18	0,03
40	0,20	0,22	0,20	0,16	0,20	0,19
60	0,37	0,65	0,38	0,61	0,37	0,63
70	0,53	1,42	0,47	1,20	0,50	1,31
80	0,75	2,34	0,92	3,20	0,83	2,77
AC 11 D S (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,23	0,03	0,15	0,03	0,19	0,03
40	0,17	0,14	0,21	0,36	0,19	0,25
60	0,34*	0,48*	0,50*	1,12*	0,42*	0,80*
60	0,30	0,41	0,42	0,87	0,36	0,64
70	0,62	1,70	0,63	1,96	0,63	1,83
80	0,88*	2,77*	0,75*	1,44*	0,81*	2,11*
80	0,58	1,61	0,86	2,39	0,72	2,00
AC 11 D S (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,25	0,07	0,17	0,09	0,21	0,08
40	0,17	0,08	0,16	0,04	0,17	0,06
60	0,26	0,34	0,40	0,54	0,33	0,44
70	0,43	0,80	0,43	0,95	0,43	0,88
80	0,49	1,65	0,93	2,57	0,71	2,11
AC 11 D S (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,28	0,14	0,28	0,01	0,28	0,08
40	0,20	0,21	0,17	0,09	0,19	0,15
60	0,38	0,78	0,44	1,14	0,41	0,96
70	0,57	1,82	0,58	1,90	0,57	1,86
80	0,74	2,07	0,63	1,81	0,69	1,94

* Die Messergebnisse entsprechen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-36: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Asphaltart AC 11 D S (mod. LFGG)

SMA 5 S						
SMA 5 S (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,19*	0,01*	0,29*	0,33*	0,24*	0,17*
20	0,30	0,20	0,16	0,03	0,23	0,12
40	0,30	0,79	0,30	0,58	0,30	0,69
60	0,41	0,95	0,44	1,23	0,42	1,09
70	0,72	1,94	0,69	1,48	0,71	1,71
80	0,68	1,80	0,88	2,48	0,78	2,14
SMA 5 S (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,16	0,01	0,19	0,02	0,18	0,02
40	0,23	0,14	0,24	0,15	0,24	0,15
60	0,24	0,63	0,32	0,53	0,28	0,58
70	0,55	1,44	0,68	1,18	0,62	1,31
80	0,76	1,30	0,70	1,65	0,73	1,48
SMA 5 S (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,19	0,07	0,20	0,09	0,20	0,08
40	0,24*	0,48*	0,20*	0,14*	0,22*	0,31*
40	0,15	0,34	0,35	0,49	0,25	0,42
60	0,32	0,56	0,45	0,72	0,39	0,64
70	0,82	1,71	0,67	1,48	0,75	1,60
80	1,17	2,12	0,74	2,24	0,96	2,18
SMA 5 S (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,18	0,03	0,15	0,05	0,16	0,04
40	0,25	0,29	0,22	0,31	0,23	0,30
60	0,46	0,78	0,30	0,38	0,38	0,58
70	0,65*	1,81*	0,87*	3,04*	0,76*	2,43*
70	0,71	1,98	0,61	1,91	0,66	1,95
80	0,62	2,80	0,72	1,88	0,67	2,34

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-37: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Asphaltorte SMA 5 S (mod. LF GG)

SMA 8 S						
SMA 8 S (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,24	0,19	0,21	0,01	0,23	0,10
40	0,28	0,12	0,18	0,17	0,23	0,15
60	0,39*	1,02*	0,64*	1,81*	0,52*	1,42*
60	0,44	1,07	0,58	1,47	0,51	1,27
70	0,58	1,52	0,71	2,17	0,65	1,85
80	0,77	2,13	0,74	2,04	0,76	2,09
SMA 8 S (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,22	0,05	0,15	0,01	0,19	0,03
40	0,24	0,11	0,19	0,13	0,22	0,12
60	0,50	0,93	0,56	1,15	0,53	1,04
70	0,68	1,65	0,63	1,63	0,66	1,64
80	0,69	1,83	0,68	1,87	0,68	1,85
SMA 8 S (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,14	0,06	0,18	0,20	0,16	0,13
40	0,23	0,25	0,19	0,25	0,21	0,25
60	0,43	0,78	0,37	0,60	0,40	0,69
70	0,63	2,06	0,64	1,55	0,64	1,81
80	0,88	2,16	0,70	1,56	0,79	1,86
SMA 8 S (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}	ET	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,25	0,21	0,19	0,06	0,22	0,14
40	0,23	0,13	0,23	0,35	0,23	0,24
60	0,55	1,04	0,52	1,02	0,53	1,03
70	0,72	1,59	0,68	1,35	0,70	1,47
80	0,79	1,95	0,73	1,76	0,76	1,86

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-38: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Asphaltart SMA 8 S (mod. LF GG)

SMA 8 N						
SMA 8 N (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET _{dyn}	ET _{irr}	ET _{dyn}	ET _{irr}	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,25	0,22	0,29	0,37	0,27	0,30
40	0,26	0,49	0,18	0,27	0,22	0,38
60	0,37	0,65	0,37	0,60	0,37	0,63
70	0,53	1,17	0,54	1,48	0,53	1,33
80	0,91	2,81	1,01	3,41	0,96	3,11
SMA 8 N (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET _{dyn}	ET _{irr}	ET _{dyn}	ET _{irr}	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,17	0,02	0,17	0,02	0,17	0,02
40	0,20	0,37	0,21	0,37	0,21	0,37
60	0,37	0,80	0,40	1,24	0,39	1,02
70	0,70	2,20	0,55	1,69	0,62	1,95
80	0,68	2,09	0,68	2,15	0,68	2,12
SMA 8 N (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET _{dyn}	ET _{irr}	ET _{dyn}	ET _{irr}	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,15	0,01	0,12	0,04	0,13	0,03
40	0,19	0,36	0,20	0,47	0,19	0,42
60	0,41	0,88	0,38	0,97	0,39	0,93
70	0,56	1,34	0,48	1,39	0,52	1,37
80	0,75	2,24	0,71	1,87	0,73	2,06
SMA 8 N (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	ET _{dyn}	ET _{irr}	ET _{dyn}	ET _{irr}	ET _{dyn}	ET _{irr}
°C	mm	mm	mm	mm	mm	mm
20	0,22	0,32	0,23	0,14	0,22	0,23
40	0,19	0,17	0,19	0,26	0,19	0,22
60	0,41	1,25	0,45	1,07	0,43	1,16
70	0,58	1,73	0,56	1,67	0,57	1,70
80	0,60	2,06	0,70	2,39	0,65	2,23

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-39: Temperaturabhängige Eindringtiefe (dynamisch, irreversibel) der Asphaltart SMA 8 N (mod. LFGG)

AC 8 D N						
AC 8 D N (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	87,00	33,77	91,30	36,77	89,15	35,27
30	49,14	20,37	60,71	26,57	54,93	23,47
40	28,96	11,12	27,72	9,60	28,34	10,36
50	23,94	10,06	30,00	12,33	26,97	11,19
60	31,63*	14,61*	14,67*	8,50*	23,15*	11,56*
60	17,34	11,12	11,30	9,70	14,32	10,41
AC 8 D N (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	118,88	41,31	97,39	35,75	108,13	38,53
30	64,74*	30,17*	41,63*	20,94*	53,19*	25,56*
30	44,83	21,34	57,93	23,68	51,38	22,51
40	28,59	11,50	25,91	9,98	27,25	10,74
50	12,94	9,96	10,93	8,39	11,93	9,17
60	9,51	3,74	12,72	5,74	11,11	4,74
AC 8 D N (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	96,20	24,25	96,48	24,15	96,34	24,20
30	36,95	17,11	47,01	20,65	41,98	18,88
40	25,31	10,00	26,69	10,19	26,00	10,10
50	17,41*	11,74*	8,78*	7,19*	13,10*	9,47*
50	14,71	9,74	17,17	10,70	15,94	10,22
60	9,55*	7,87*	22,81*	13,47*	16,18*	10,67*
60	22,64	12,41	18,10	11,29	20,37	11,85
AC 8 D N (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	119,28	39,15	125,01	41,35	122,14	40,25
30	58,35	22,41	57,52	23,96	57,94	23,19
40	26,95	9,76	21,07	9,07	24,01	9,41
50	10,75	8,53	13,18	11,10	11,96	9,81
60	12,51	5,75	9,28	4,31	10,89	5,03

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-40: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Asphaltart AC 8 D N (Impulshammer)

AC 11 D S						
AC 11 D S (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	51,63*	15,64*	69,33*	23,02*	60,48*	19,33*
20	52,74	15,68	60,84	20,40	56,79	18,04
30	37,96	14,21	37,03	14,93	37,49	14,57
40	21,57	8,41	21,17	8,19	21,37	8,30
50	15,80	6,82	14,91	6,48	15,35	6,65
60	12,87	5,09	12,87	5,31	12,87	5,20
AC 11 D S (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	63,25	19,16	63,82	18,97	63,54	19,06
30	44,09	15,68	45,46	16,74	44,78	16,21
40	22,89	8,84	23,19	8,78	23,04	8,81
50	14,52	6,17	13,24	5,86	13,88	6,02
60	8,57	3,47	8,96	3,59	8,77	3,53
AC 11 D S (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	52,61	22,07	65,38	19,04	59,00	20,56
30	37,28	13,75	41,84	13,75	39,56	13,75
40	33,65	11,85	28,60	11,26	31,13	11,56
50	11,92	5,68	11,72	5,44	11,82	5,56
60	9,79	4,37	9,68	4,28	9,73	4,32
AC 11 D S (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	44,31	19,60	65,25	18,07	54,78	18,83
30	40,20	13,13	38,93	15,98	39,57	14,56
40	26,38	9,44	25,59	8,91	25,99	9,17
50	12,87	6,13	13,07	6,19	12,97	6,16
60	13,56	5,35	11,45	4,54	12,51	4,94

* Die Messergebnisse entsprechen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-41: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Asphaltart AC 11 D S (Impulshammer)

SMA 5 S						
SMA 5 S (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	39,15	12,95	48,59	18,20	43,87	15,57
30	35,07	10,68	38,87	11,90	36,97	11,29
40	20,73	8,00	23,02	8,37	21,88	8,19
50	11,93	5,46	15,87	5,90	13,90	5,68
60	9,85	4,32	9,28	4,13	9,57	4,22
SMA 5 S (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	61,94*	22,76*	48,33*	11,76*	55,14*	17,26*
20	61,24	15,39	83,76	20,89	72,50	18,14
30	41,40	12,97	37,43	10,68	39,41	11,83
40	37,09	9,45	43,96	10,04	40,52	9,75
50	25,92	8,11	27,50	7,30	26,71	7,71
60	11,71	4,65	13,08	5,06	12,39	4,86
SMA 5 S (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	59,32	19,15	46,68	17,24	53,00	18,19
30	44,69	13,84	31,19	9,04	37,94	11,44
40	27,39	8,84	28,89	9,34	28,14	9,09
50	20,14	6,75	14,88	5,78	17,51	6,26
60	8,75	4,49	13,22	5,87	10,98	5,18
SMA 5 S (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	41,65	14,92	27,69	9,33	34,67	12,13
30	34,13	13,58	29,75	7,98	31,94	10,78
40	37,05	11,44	38,14	10,88	37,60	11,16
50	16,19	6,00	13,29	5,53	14,74	5,76
60	7,53	3,56	11,44	5,17	9,48	4,37

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-42: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Asphaltart SMA 5 S (Impulshammer)

SMA 8 S						
SMA 8 S (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	59,94	25,80	54,92	28,20	57,43	27,00
30	54,63	26,14	49,31	21,15	51,97	23,65
40	27,44	15,88	29,96	16,08	28,70	15,98
50	27,16*	14,37*	22,47*	9,02*	24,82*	11,70*
50	25,74	12,12	26,08	12,54	25,91	12,33
60	23,62	10,76	17,52	8,26	20,57	9,51
SMA 8 S (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	59,15	29,05	68,37	31,60	63,76	30,33
30	41,35	18,18	44,60	20,79	42,97	19,48
40	35,33	16,23	34,42	15,48	34,88	15,85
50	26,84	12,94	30,48	15,41	28,66	14,18
60	17,05	9,36	16,46	9,25	16,76	9,31
SMA 8 S (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	85,46	29,64	92,14	32,04	88,80	30,84
30	39,41*	18,72*	47,61*	25,08*	43,51*	21,90*
30	42,67	21,88	36,79	17,60	39,73	19,74
40	28,11*	15,24*	31,58*	17,94*	29,85*	16,59*
40	29,55	16,66	30,49	16,04	30,02	16,35
50	15,94	9,07	17,93	9,28	16,93	9,17
60	13,05	8,60	11,48	6,60	12,27	7,60
SMA 8 S (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}	Z _{m,max}	Z _{m,250-750}
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	120,36	34,36	111,13	34,91	115,75	34,63
30	51,36	25,64	45,43	21,12	48,40	23,38
40	36,36	17,89	37,16	19,19	36,76	18,54
50	21,44*	8,77*	27,04*	12,75*	24,24*	10,76*
50	26,63	11,63	23,32	9,65	24,98	10,64
60	17,40	9,51	19,64	10,81	18,52	10,16

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-43: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Asphaltorte SMA 8 S (Impulshammer)

SMA 8 N						
SMA 8 N (unmodifiziert)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	68,50	21,41	69,77	18,88	69,14	20,15
30	40,95	13,46	43,11	15,62	42,03	14,54
40	20,30	8,06	25,47	8,47	22,89	8,27
50	10,42	5,00	12,70	6,00	11,56	5,50
60	14,73	5,11	9,41	3,15	12,07	4,13
SMA 8 N (FT-Wachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	51,74	19,45	61,99	16,80	56,87	18,13
30	39,63	16,47	46,66	15,69	43,14	16,08
40	26,14	7,62	23,70	7,78	24,92	7,70
50	17,14	6,35	20,14	6,57	18,64	6,46
60	7,75	3,18	8,00	3,34	7,88	3,26
SMA 8 N (Amidwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	56,69	19,60	54,15	18,16	55,42	18,88
30	64,42	18,44	47,03	18,06	55,73	18,25
40	24,45	8,57	26,65	9,29	25,55	8,93
50	18,39	6,50	15,99	6,81	17,19	6,66
60	11,26	4,54	9,38	3,85	10,32	4,19
SMA 8 N (Montanwachs)						
Temperatur	Erstbestimmung		Zweitbestimmung		Mittelwert	
T	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$	$Z_{m,max}$	$Z_{m,250-750}$
°C	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m	KN•s/m	MN/m
20	62,64	18,53	69,60	19,28	66,12	18,91
30	45,74	16,19	48,34	15,97	47,04	16,08
40	19,67	7,72	22,70	8,81	21,19	8,26
50	15,81	6,15	17,39	6,28	16,60	6,21
60	12,87	4,92	10,10	3,92	11,48	4,42

* Die Messergebnisse entsprachen nicht entsprechenden Präzision und wurden daher verworfen

Tab. A-44: Temperaturabhängige mechanische Impedanz (Maximum, Integral) der Asphaltart SMA 8 N (Impulshammer)

Modifizierung	Messung	AC 11 D S			SMA 8 S			SMA 5 S		
		T1	T2	T3	T1	T2	T3	T1	T2	T3
		ET _{irr}								
		mm								
-	1	2,28	1,75	0,83	1,54	1,06	1,28	2,49	1,91	2,45
	2	1,88	1,59	0,83	1,58	1,24	1,12	1,99	2,41	2,01
	MW	2,08	1,67	0,83	1,56	1,15	1,20	2,24	2,16	2,23
FT-Wachs	1	1,04	1,44	1,77	1,80	1,16	1,36	1,29	1,40	0,79
	2	0,98	1,01	1,22	2,11	1,52	1,13	1,08	1,36	1,01
	MW	1,01	1,23	1,50	1,96	1,34	1,25	1,19	1,38	0,90
Amidwachs	1	2,04	1,41	1,41	1,30	1,19	1,61	2,19	1,95	1,18
	2	1,98	1,71	1,83	1,48	1,24	1,26	2,02	2,46	1,21
	MW	2,01	1,56	1,62	1,39	1,22	1,44	2,11	2,21	1,20
Montanwachs	1	1,33	1,55	1,53	2,95	1,39	1,46	1,12	1,89	1,14
	2	1,59	1,21	1,41	2,43	1,82	1,86	1,08	1,96	1,07
	MW	1,46	1,38	1,47	2,69	1,61	1,66	1,10	1,93	1,11

Tab. A-45: Irreversible Eindringtiefe (PVE-Tester) bei 60 °C der Asphaltarten AC 11 D S, SMA 8 S und SMA 5 S unter Verwendung unterschiedlich modifizierter Bindemittel bei unterschiedlicher Temperatur

Modifizierung	Messung	AC 11 D S			SMA 8 S			SMA 5 S		
		T1	T2	T3	T1	T2	T3	T1	T2	T3
		ET _{irr}								
		mm								
-	1	1,05	0,81	0,65	1,59	1,49	1,07	1,64	1,49	0,95
	2	1,07	1,01	0,61	1,97	1,55	1,47	1,58	1,39	1,23
	MW	1,06	0,91	0,63	1,78	1,52	1,27	1,61	1,44	1,09
FT-Wachs	1	1,74	1,18	0,41	1,37	1,42	0,93	1,90	1,35	0,63
	2	2,16	0,98	0,77	1,61	1,66	1,15	1,62	1,51	0,53
	MW	1,95	1,08	0,64	1,49	1,54	1,04	1,76	1,43	0,58
Amidwachs	1	0,96	1,19	0,34	1,49	1,60	0,78	1,33	1,58	0,56
	2	0,98	1,37	0,54	1,93	1,64	0,60	1,89	1,66	0,72
	MW	0,97	1,28	0,44	1,71	1,62	0,69	1,61	1,62	0,64
Montanwachs	1	1,15	1,39	0,78	0,85	1,73	1,04	2,21	2,38	0,78
	2	0,77	1,33	1,14	1,21	1,39	1,02	2,17	1,98	0,38
	MW	0,96	1,36	0,96	1,03	1,56	1,03	2,19	2,18	0,58

Tab. A-46: Irreversible Eindringtiefe (mod. LFGG) bei 60 °C der Asphaltarten AC 11 D S, SMA 8 S und SMA 5 S unter Verwendung unterschiedlich modifizierter Bindemittel bei unterschiedlicher Temperatur

Modifizierung	Messung	AC 11 D S			SMA 8 S			SMA 5 S		
		T1	T2	T3	T1	T2	T3	T1	T2	T3
		$Z_{m,250-750}$								
		MN/m								
-	1	5,97	7,40	5,09	7,66	8,87	10,76	2,44	2,49	4,32
	2	5,41	7,94	5,31	5,38	8,09	8,26	2,74	4,62	4,13
	MW	5,69	7,67	5,20	6,52	8,48	9,51	2,59	3,55	4,22
FT-Wachs	1	3,37	3,49	3,47	2,62	5,10	9,36	3,96	3,35	4,65
	2	3,88	4,87	3,59	2,89	6,02	9,25	1,97	1,66	5,06
	MW	3,62	4,18	3,53	2,75	5,56	9,31	2,96	2,51	4,86
Amidwachs	1	2,45	4,30	4,37	2,63	4,55	8,60	3,24	1,86	4,49
	2	2,55	3,91	4,28	3,61	3,58	6,60	2,01	2,30	5,87
	MW	2,50	4,10	4,32	3,12	4,06	7,60	2,62	2,08	5,18
Montanwachs	1	4,60	3,12	5,35	3,17	4,61	9,51	2,39	2,54	3,56
	2	2,57	3,61	4,54	3,44	3,04	10,81	2,59	2,23	5,17
	MW	3,58	3,37	4,94	3,30	3,82	10,16	2,49	2,38	4,37

Tab. A-47: Integrierte mechanische Impedanz (Impulshammer) bei 60 °C der Asphaltarten AC 11 D S, SMA 8 S und SMA 5 S unter Verwendung unterschiedlich modifizierter Bindemittel bei unterschiedlicher

Messgröße	Einheit	Messung	50/70	50/70 + 3 M.-% FT-Wachs	50/70 + 3 M.-% Amidwachs	50/70 + 3 M.-% Montanwachs
PEN	1/10 mm	1	52,4	39,7	45,3	45,2
		2	52,7	39,4	45,2	45,4
		3	52,6	39,3	45,5	45,1
		MW	52,6	39,5	45,3	45,2
EP RuK	°C	1	50,2	83,9	95,8	71,6
		2	50,3	83,5	96,2	71,8
		MW	50,3	83,7	96,0	71,7

Tab. A-48: Nadelpenetration und Erweichungspunkt Ring und Kugel der in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bindemittel

Temperatur	Phasenwinkel			Kompl. Schermodul		
[°C]	[°]			[kPa]		
0	30,6	30,2	30,4	29182	29626	29404
10	44,9	44,5	44,7	5999	5900	5950
20	59,4	59,2	59,3	1405	1357	1381
30	70,9	71,3	71,1	378	370	374
40	77,2	77,6	77,4	68,9	66,2	67,6
50	81,7	82,0	81,9	13,8	13,5	13,7
60	85,4	85,6	85,5	3,18	3,17	3,17
70	87,6	87,8	87,7	0,867	0,853	0,860
80	89,4	89,3	89,3	0,273	0,274	0,273
90	89,7	89,5	89,6	0,101	0,103	0,102
100	90,0	89,9	90,0	0,044	0,045	0,045
110	90,0	90,0	90,0	0,021	0,022	0,021
120	90,0	90,0	90,0	0,011	0,011	0,011
130	90,0	90,0	90,0	0,006	0,006	0,006
140	90,0	90,0	90,0	0,004	0,004	0,004
150	90,0	90,0	90,0	0,002	0,003	0,002

Tab. A-49: Temperaturabhängige komplexe Schermoduln bzw. Phasenwinkel des in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bitumen 50/70

Temperatur	Phasenwinkel			Kompl. Schermodul		
	[°C]	[°]			[kPa]	
0	26,8	26,6	26,7	61529	57186	59358
10	37,5	36,8	37,2	20645	19826	20235
20	48,4	47,9	48,1	5740	5619	5679
30	58,6	57,7	58,1	1388	1341	1365
40	63,4	62,5	62,9	316	311	314
50	65,7	65,3	65,5	72,6	70,1	71,3
60	67,8	67,4	67,6	16,3	15,4	15,8
70	69,1	69,0	69,0	3,80	3,65	3,72
80	70,9	70,6	70,7	1,23	1,15	1,19
90	73,9	73,6	73,8	0,392	0,364	0,378
100	78,7	78,2	78,4	0,100	0,092	0,096
110	89,8	89,6	89,7	0,020	0,018	0,019
120	89,8	89,8	89,8	0,011	0,010	0,010
130	90,0	87,5	88,7	0,006	0,006	0,006
140	90,0	90,0	90,0	0,004	0,003	0,004
150	90,0	90,0	90,0	0,002	0,002	0,002

Tab. A-50: Temperaturabhängige komplexe Schermoduln bzw. Phasenwinkel des in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bitumen 50/70 + 3 M.-% FTWachs

Temperatur	Phasenwinkel			Kompl. Schermodul		
	[°C]	[°]			[kPa]	
0	25,3	25,8	25,6	47657	41535	44596
10	35,8	36,3	36,0	10334	9316	9825
20	46,5	46,7	46,6	2606	2396	2501
30	61,4	61,2	61,3	891,6	809,1	850,4
40	63,8	63,1	63,5	194,8	179,9	187,3
50	62,5	61,7	62,1	50,03	45,35	47,69
60	57,7	56,2	57,0	17,18	15,25	16,22
70	51,1	49,8	50,5	8,05	7,26	7,66
80	45,1	43,1	44,1	4,53	4,00	4,27
90	40,5	38,3	39,4	2,33	2,03	2,18
100	35,6	33,8	34,7	1,18	1,02	1,10
110	32,8	31,4	32,1	0,444	0,380	0,412
120	90,0	88,8	89,4	0,011	0,009	0,010
130	90,0	90,0	90,0	0,006	0,005	0,006
140	90,0	90,0	90,0	0,004	0,003	0,004
150	90,0	90,0	90,0	0,003	0,002	0,002

Tab. A-51: Temperaturabhängige komplexe Schermoduln bzw. Phasenwinkel des in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bitumen 50/70 + 3 M.-% Amidwachs

Temperatur	Phasenwinkel			Kompl. Schermodul		
	[°C]	[°]			[kPa]	
0	24,7	24,3	24,5	30167	31134	30650
10	35,8	35,2	35,5	6118	6513	6315
20	48,8	48,2	48,5	1781	1931	1856
30	60,9	60,6	60,8	687	736	712
40	66,5	66,1	66,3	129	140	134
50	69,4	68,4	68,9	35,3	37,8	36,5
60	70,9	70,4	70,7	7,35	7,71	7,53
70	72,4	72,1	72,2	2,14	2,28	2,21
80	72,5	72,4	72,4	0,830	0,867	0,848
90	74,7	74,3	74,5	0,250	0,258	0,254
100	79,4	78,9	79,2	0,098	0,100	0,099
110	90,0	89,6	89,8	0,020	0,020	0,020
120	90,0	90,0	90,0	0,009	0,009	0,009
130	90,0	90,0	90,0	0,005	0,005	0,005
140	90,0	90,0	90,0	0,003	0,003	0,003
150	90,0	90,0	90,0	0,002	0,002	0,002

Tab. A-52: Temperaturabhängige komplexe Schermoduln bzw. Phasenwinkel des in den Asphaltuntersuchungen im Labor verwendeten Bitumen 50/70 + 3 M.-% Montanwachs

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2015

S 89: Ermittlung von repräsentativen Substanzwerten in homogenen Abschnitten

Villaret, Frohböse, Jähmig, Karcher, Niessen, Buch, Zander
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 90: AKR-Untersuchungen für Fahrbahndecken aus Beton mit Waschbetonoberfläche

Müller, Seidel, Böhm, Stark, Ludwig, Seyfarth
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 91: Straßen im Gesamtsystem der Verkehrsträger

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

S 92: Längsebenheitsmesssysteme – Überprüfung der Signalverarbeitungsverfahren nach dem Prinzip der Mehrfachabtastung (HRM)

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

2016

S 93: Bewertung und Optimierung der Hydrophobierung zur Verminderung des AKR-Schädigungsfortschrittes in Fahrbahndeckenbetonen

Weise, Schrang € 19,50

S 94: Beanspruchung und Entfernbarkeit temporärer Fahrbahnmarkierung

Kemper, Schacht, Klapproth, Oeser, Beyer € 16,50

S 95: Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel

Bialucha, Merkel, Motz, Demond, Schmidt, Ritter, Haas € 14,50

S 96: Bewertungshintergrund für den Widerstand gegen Polieren von Gesteinskörnungen nach dem PWS-Verfahren

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

S 97: Einheitliche Bewertungskriterien für Elemente der Straßenverkehrsinfrastruktur im Hinblick auf Nachhaltigkeit – Straße und Tunnel

Fischer, Sauer, Jungwirth, Baumgärtner, Hess, Ditter, Roth, Xalter
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 98: Verifikation eines Europäischen Prüfverfahrens zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit von Asphalt

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

S 99: Ansprache und Steuerung von Healing-Effekten bei Asphalt

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

S 100: Probekörperherstellung für performance-basierte Asphaltprüfungen

R. Roos, C. Karcher, A. Wittenberg
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 101: Belastungseinrichtung Mobile Load Simulator MLS10 Sensorik zur Beanspruchungsdetektion im ersten gemeinsamen Versuchsbetrieb

Wacker, Scherkenbach, Rabe, Golkowski
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 102: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Lysimeteruntersuchungen unter Laborbedingungen – Teil 1: Bodenmaterial

Kellermann-Kinner, Bürger, Marks € 16,50

S 103: Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Untersuchungen von Bauweisen in Freilandlysimetern – Teil 1: Untersuchungszeitraum 2010 – 2013

Brand, Tiffert, Endres, Schnell, Marks, Kocher € 19,50

S 104: Nachhaltige und effiziente Sanierung von Schlaglöchern

Thienert, Beckedahl, Koppers, Paffrath, Nafe € 15,00

2017

S 105: Untersuchungen zur Überprüfung des Luftporenanteils als Verdichtungsanforderung bei feinkörnigen Böden und bindigen Mischböden

Lypp, Birle, Heyer, Vogt € 20,50

S 106: Zusammenhang zwischen Bitumenchemie und strassenbautechnischen Eigenschaften

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

S 107: Baustoffe für standfeste Bankette

Koukoulidou, Birle, Heyer € 15,50

S 108: Neue Wege zur Finanzierung des Straßenbaus – Entwicklungen des europäischen Umweltrechts – Referate eines Forschungsseminars des Arbeitskreises „Straßenrecht“ am 21./22. September 2015 in Bonn

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

S 109: RIVA – Risikoanalyse wichtiger Verkehrsachsen des Bundesfernstraßennetzes im Kontext des Klimawandels

Korn, Leupold, Mayer, Kreienkamp, Spekat € 15,50

S 110: Vergleichbarkeit der Auslaugraten von Materialien mit und ohne Sandzumischung nach dem Säulenkurzverfahren (DIN 19528)

Lin, Linnemann, Vollpracht € 16,50

S 111: Bitumenextraktion aus Asphalt mit dem nachwachsenden Rohstoff Octansäuremethylester (Kokosester)

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

S 112: Nachweis der flächendeckenden Verdichtungskontrolle von Asphalt

Zander, Buch, Birbaum

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

S 113: Einfluss der Temperatur auf die Probekörperherstellung bei Niedrigtemperaturgussasphalt im Rahmen der Kontrollprüfungen

Schellenberg

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

S 114: Studie zum Anwendungspotenzial von werksgemischtem Kaltbauweisen – Asphalt

Mollenhauer

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

2018

S 115: Performance-orientierte Asphaltspezifikation – Entwicklung eines praxisgerechten Prüfverfahrens zur Ansprache des Verformungswiderstandes

Wistuba, Isailović

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

S 116: Weiterführende Untersuchungen zur Beurteilung des Adhäsionsverhaltens zwischen Bitumen und Gestein

Radenberg, Nytus, Boetcher, Diedel, Miebling

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

S 117: Bauzeitenverkürzung durch optimierten Asphalteinbau

Böhm, Tielmann, Ulrich, Verges, Muschalla

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

S 118: Untersuchung der Dauerhaftigkeit unterschiedlicher Asphaltbinderkonzepte

Renken, Wistuba

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

S 119: Grundfragen des straßenrechtlichen Nutzungsregimes – Straßenrecht im Zeichen des Klimawandels

Durner

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

S 120: Temperaturuntersuchungen am und im Mobile Load Simulator MLS30 – Analyse des Temperatureinflusses während eines Dauerversuchs für weitere Versuchsprogramme

Wacker, Scherckenbach, Jansen

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

S 121: Repräsentative Ermittlung der performance-relevanten Asphalteigenschaften als Grundlage neuer Vertragsbedingungen

Roos, Plachkova-Dzhurova, Grafmüller, Milch, Hase, Schindler Schröter, Zumsande, Wörner, Kazakova, Patzak

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

S 122: Ermittlung neuer Zuordnungswerte zur Einteilung bindiger Böden in

Fest- und Lockergesteine

Möller, Bundschuh, Birlé, Heyer

€ 18,50

S 123: Bindemitteldesign für Asphaltstraßen – Definition eines chemisch-rheologischen Anforderungsprofils

Stephan, Weigel

€ 19,00

S 124: Dauerhafte Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung aktueller ökologischer und wirtschaftlicher Aspekte

Müller, Schulte-Schrepping, Benra, Ludwig, Breitenbücher

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

S 125: Potenzial innovativer Messsysteme für den Erdbau – Literaturstudie

Radenberg, Manke, Steeb, Jänicke

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

S 126: Bau und Messungen an einer Versuchsstrecke mit optimierter Kiestragschicht unter der Betondecke

Freudenstein, Neudert

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

S 127: Entwicklung eines Finite Elemente Modells für die rechnerische Dimensionierung von Straßen gemäß RDO Beton

Villaret, Kiehne, Riwe, Villaret

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

S 128: Reduzierung der Schwindverformungen des Straßenbetons durch den Einsatz neuartiger Schwindreduzierer

Breitenbücher, Penttilä, Schulte-Schrepping

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

2019

S 129: Verfahren zur Prognose des Alterungsverhaltens von Asphalt

Hase, Beyersdorf, Hase, Rademacher

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

S 130: Entwicklung einer Prüfsystematik für Porous Mastic Asphalt (PMA)

Radenberg, Holzwarth

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

S 131: Einfluss viskositäts- verändernder Zusätze auf den Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe

Radenberg, Gehrke

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

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.