



**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

**EINFLUSS DER GUMMIMODIFIZIERUNG
AUF DAS ALTERUNGSVERHALTEN
UND DIE WIEDERVERWENDUNG
VON ASPHALTGEMISCHEN
IM FREISTAAT SACHSEN**

Impressum:

Auftraggeber:

Freistaat Sachsen

Sächsisches Staatsministerium für Wirtschaft, Arbeit und Verkehr

Abteilung Verkehr

Herausgeber:

LISt Gesellschaft für Verkehrswesen und ingenieurtechnische Dienstleistungen mbH Rochlitz
ein Unternehmen des Freistaates Sachsen

Autoren:

Dr.-Ing. Tobias Lerch
(LISt GmbH)

Prof. Dr.-Ing. habil. Frohmut Wellner
Dipl.-Ing. Anita Blasl
Dr.-Ing. habil. Sabine Leischner
Dr.-Ing. habil. Alexander Zeißler
Dipl.-Ing. Juliane Kraft
(TU Dresden – Professur für Straßenbau)

Erschienen:

Hainichen, Stand 08/2022

INHALTSVERZEICHNIS

1	EINLEITUNG	7
2	HISTORISCHE ENTWICKLUNG DER GUMMIMODIFIZIERUNG	9
2.1	Zusammensetzung und Verarbeitung der Altreifen	12
2.1.1	Zusammensetzung von Altreifen	12
2.1.2	Verarbeitung von Altreifen	13
2.2	Bindemittel-Gummi-Reaktion	14
2.3	Modifizierungsverfahren	15
2.3.1	Nassverfahren	16
2.3.2	Trockenverfahren	18
2.4	Regelwerke zur Gummimodifizierung im Asphaltstraßenbau	19
2.4.1	Empfehlungen zu gummimodifizierten Bitumen und Asphalten	20
2.5	Arbeits-, Gesundheits- und Umweltschutz	21
3	BITUMENUNTERSUCHUNGEN	24
3.1	Ergebnisse vorangegangener Untersuchungen	24
3.2	Zielstellung - Untersuchungsmethodik	26
3.3	Experimentelles Vorgehen - physikalische Untersuchungen	27
3.3.1	Konventionelle Bitumenuntersuchungen	27
3.3.2	Performancebasierte Bitumenuntersuchungen	27
3.3.3	Chemische Untersuchungen	29
3.4	Probenauswahl und –vorbereitung	30
3.4.1	Untersuchte Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemische	30
3.4.2	Herstellung der Bitumen-Gummi-Gemische	31
3.5	Ergebnisse der Bitumenuntersuchungen	32
3.5.1	Weiterführende Untersuchungen zur Modifizierung von Bitumen mit Gummimehl	32
3.5.2	Einfluss der Gummimodifizierung auf das Alterungsverhalten von Bitumen	41
3.5.3	Einfluss der Gummizugabe bei der Wiederverwendung von rückgewonnenem Straßenbaubitumen aus Ausbaupasphalt	50
3.6	Vergleich der Ergebnisse der physikalischen und der chemischen Bitumenuntersuchungen	57
3.7	Empfehlungen für den Einsatz von gummimodifizierten Bindemitteln und deren Einsatz in Asphaltbefestigungen	59
4	UNTERSUCHUNG UND BEWERTUNG DES MECHANISCHEN VERHALTENS VON ASPHALTGEMISCHEN	61
4.1	Spaltzug-Schwellversuche	61
4.1.1	Probenvorbereitung	62
4.1.2	Versuchsdurchführung	62
4.1.3	Versuchsauswertung	64
4.2	Druck-Schwellversuche	69

4.2.1	Probenvorbereitung	69
4.2.2	Versuchsdurchführung	69
4.2.3	Versuchsauswertung	70
5	RECHNERISCHE PROGNOSE DER NUTZUNGSDAUER UND SPURRINNENENTWICKLUNG VON ASPHALTBEFESTIGUNGEN	74
5.1.1	Prognose der Nutzungsdauer einer Asphaltbefestigung	74
5.1.2	Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit einer Asphaltbefestigung	77
5.1.3	Prognose der Spurrinnenentwicklung einer Asphaltbefestigung	80
6	ASPHALTUNTERSUCHUNGEN – VARIATION ASPHALTZUSAMMENSETZUNG	86
6.1	Untersuchte Asphaltgemische	86
6.2	Herstellung von Prüfkörpern	87
6.3	Dimensionierungsrelevante Materialkennwerte der im Labor hergestellten Prüfkörper	88
6.3.1	Deckschichtgemische – nicht gealtert	89
6.3.2	Deckschichtgemische – ozongeleert	93
6.3.3	Tragschichtgemische – nicht gealtert	96
6.3.4	Zusammenfassung	98
6.4	Rechnerische Prognose der Nutzungsdauer und Spurrinnenentwicklung von fiktiven Untersuchungsabschnitten	100
6.4.1	Annahmen, Randbedingungen, Eingangsdaten für die rechnerische Prognose der Nutzungsdauer und der Spurrinnenentwicklung	100
6.4.2	Ergebnisse der rechnerischen Prognose der Nutzungsdauer – Variation Bindemittelart und Bindemittelgehalt der Deckschichtgemische	102
6.4.3	Ergebnisse der rechnerischen Prognose der Nutzungsdauer – Variation Bindemittelart und Bindemittelgehalt der Tragschichtgemische	108
6.4.4	Ergebnisse der rechnerischen Prognose der Nutzungsdauer – Bewertung Ozon-Alterung	110
6.4.5	Ergebnisse der rechnerischen Prognose der Spurrinnenentwicklung - Variation Bindemittelart und Bindemittelgehalt der Deckschichtgemische	111
6.4.6	Mischgutoptimierung auf Grundlage von Ermüdungsnachweisen und Spurrinnenprognosen	114
7	ASPHALTUNTERSUCHUNGEN – UNTERSUCHUNGSSTRECKEN	116
7.1	Übersicht der realisierten Untersuchungsabschnitte	116
7.1.1	Einordnung Untersuchungsabschnitte	116
7.1.2	Aufbau Untersuchungsabschnitte	121
7.2	Beprobung der realisierten Untersuchungsabschnitte	125
7.2.1	Bohrkernentnahme	125
7.2.2	Bohrkernbewertung	126
7.3	Gebrauchsverhalten der eingebauten Materialien	130
7.3.1	S 255 Bauabschnitt 1	131

7.3.2	S 255 Bauabschnitt 2	133
7.3.3	B 170	138
7.3.4	Zusammenfassung	140
7.4	Rechnerische Prognose der Nutzungsdauer und Zustandsentwicklung der realisierten Untersuchungsabschnitte	142
7.4.1	Annahmen, Randbedingungen, Eingangsdaten für die rechnerische Prognose	142
7.4.2	Ergebnisse der Prognoserechnungen	148
7.5	Expositionsmessungen bei Herstellung und Einbau gummimodifizierter Asphalte	155
7.5.1	Expositionsmessungen unter Laborbedingungen	155
7.5.2	Expositionsmessungen in situ	157
8	ABBILDUNGSVERZEICHNIS	158
9	TABELLENVERZEICHNIS	164
10	LITERATURVERZEICHNIS	167
11	ANLAGEN	175

ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS

Abb.	Abbildung
Abs.	Abschnitt
ABS	Asphaltbinderschicht
ADS	Asphaltdeckschicht
AG	Auftraggeber
AN	Auftragnehmer
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATS	Asphalttragschicht
AÜ	Achsübergänge
BM	Bindemittel
d. h.	das heißt
DSR	Dynamisches Scherrheometer
DTV	durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke – Kfz-Verkehr
DTV ^(SV)	durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke – Schwerverkehr
EKL	Entwurfsklassen nach den RAL
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
FSS	Frostschuttschicht
GmA	Gummimodifizierter Asphalt
GmB	Gummimodifiziertes Bitumen
LVE	linear-viskoelastisch
KrWG	Kreislaufwirtschaftsgesetz
MPK	Marshall-Probekörper
MSCR(T)	Multiple Stress Creep and Recovery (Test)
NWP	Nachweispunkt
PAV	PAV
PmB	polymermodifizierten Bindemittel
RTFOT	Rolling Thin Film Oven Test
RC	Recycling
SDA	Schichtdickenauswertung
SHRP	Strategic Highway Research Program
SMA	Splitt Mastix Asphalt
Tab.	Tabelle

1 EINLEITUNG

Der Erhalt und die Anpassung unserer Verkehrswege in Form von Straßen ist ein wichtiger Bestandteil einer modernen Infrastruktur, welche die Grundlage für eine leistungsfähige Gesellschaft bildet. Die rohstoffintensiven Asphaltbefestigungen gehören dabei zu den am weitesten verbreiteten Bauweisen. Somit kommt der Erhöhung der Dauerhaftigkeit der Asphaltbauweise bei gleichzeitig verbesserter Ressourceneffizienz besondere Bedeutung zu. Vor diesem Hintergrund sind alternative Wege für einen ökologischen ressourcenschonenden und ökonomischen Bau von Asphaltstraßen zu entwickeln.

U. a. gibt es Bestrebungen, dem Asphalt Gummigranulat, hergestellt aus Altreifen, zuzusetzen, um so die Gebrauchseigenschaften des Asphalts zu verbessern. Erste positive Auswirkungen der Gummimodifizierung bezüglich verbesserter Ermüdungseigenschaften und somit auch in Hinblick auf eine Verlängerung der Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen konnten bereits in dem vorangegangenen gleichnamigen Vorhaben „Entwicklung von gummimodifizierten Bindemitteln und deren Einsatz in Asphaltstraßenbefestigungen im Freistaat Sachsen“ erzielt werden. Zudem wurden Einsatzmöglichkeiten von Gummimodifiziertem Asphalt (GmA) aufgezeigt und Empfehlungen zur Verwendung von GmA in Straßenbefestigungen des Freistaates Sachsen erarbeitet.

Sowohl der Herstellung leistungsfähiger Asphaltmischgüter, insbesondere wirtschaftliche und ökologische Aspekte betreffend, als auch dem Langzeitverhalten bekannter und neuartiger Baustoffe ist eine besondere Bedeutung beizumessen. Es gilt daher unbedingt zu untersuchen und zu bewerten, wie sich die Eigenschaften der Materialien während der Nutzungsdauer verändern und welche Wiederverwendungsmöglichkeiten es gibt.

Asphaltgemische unterliegen beim Herstellungsprozess, dem Transport und dem Einbau sowie insbesondere während der Nutzungszeit einem irreversiblen Alterungsprozess. Die Auswirkungen der Asphaltalterung auf das mechanische Verhalten der Gemische werden wie folgt beschrieben [WELLNER et al. 2013]:

- Erhöhung der Steifigkeit des Asphaltes,
- Veränderung der Ermüdungsfunktion (d. h., zunächst Zunahme der ertragbaren Lastwechselanzahl bis zur Rissbildung, später Verringerung in Folge Versprödung),
- Verringerung des Relaxationsvermögens der Asphalte mit der Konsequenz des Auftretens höherer kryogener Spannungen,
- Erhöhung der Verformungsbeständigkeit.

Die beschriebenen Veränderungen der mechanischen Eigenschaften von Asphalt im Zuge verschiedener Alterungsprozesse laufen gleichzeitig ab und überlagern sich hinsichtlich ih-

rer Auswirkung auf die resultierende Festigkeit. Mit Ausnahme der Verringerung des Relaxationsvermögens kann mit zunehmender Alterung zunächst eine positive Veränderung des mechanischen Verhaltens von Asphalt unter wiederholter Belastung erwartet werden.

Die Erhöhung der Rissresistenz und der Verformungsbeständigkeit lassen zunächst auf eine Erhöhung der Widerstandsfähigkeit einer Asphaltbefestigung unter Verkehrsbelastung schließen. Mit fortschreitendem Alterungsprozess ist jedoch von zunehmenden Beanspruchungen in den einzelnen Asphaltschichten durch die Erhöhung der Steifigkeiten der eingebauten Asphalte auszugehen. Folglich und in Kombination mit einer Zunahme der kryogenen Spannungen, sowie der durch die Abnahme der Ermüdungsresistenz bedingten Versprödung, kann es in Abhängigkeit von der eingetragenen Belastung zu strukturellen Schädigungen in der Asphaltbefestigung kommen [WELLNER et al. 2013].

Zur Untersuchung des Einflusses der Gummimodifizierung auf das Alterungsverhalten wurden die im Rahmen des diesem Bericht zugrunde liegenden Forschungsvorhabens einbezogenen Asphaltdeckschichtgemische im Labor gealtert und anschließend die Änderung der dimensionierungsrelevanten Materialkenngrößen prüftechnisch ermittelt. Die Materialkennwerte wurden im Weiteren als Eingangsdaten für Prognoserechnungen verwendet, um die Auswirkung der im Labor durchgeführten Alterung auf die Nutzungsdauer einer spezifischen Straßenbefestigung abzuschätzen.

Angesichts der aktuellen Bedeutung von Umweltschutz und nachhaltiger Entwicklung gibt es länderübergreifend zahlreiche Ambitionen, die „End-of-Life-Strategien“ von Asphaltbefestigungen energieeffizienter zu gestalten und so auch nach Ende der primären Nutzungsdauer einer Straßenbefestigung im Sinne des Kreislaufwirtschaftsgesetzes eine hohe Wiederverwendungsrate anzustreben. Zur Untersuchung des Einflusses der Gummimodifizierung auf die Eigenschaften eines Asphalts mit einem möglichst hohen Anteil an Ausbauasphalt wurden im vorliegenden Forschungsvorhaben Tragschichten mit Recyclingmaterial und Gummizugabe hergestellt und anschließend das Materialverhalten systematisch untersucht und auf Grundlage der Versuchsergebnisse Prognoserechnungen durchgeführt. Die Prognoserechnungen erfolgten vergleichend sowohl für modifizierte als auch für nicht modifizierte Befestigungsvarianten.

2 HISTORISCHE ENTWICKLUNG DER GUMMIMODIFIZIERUNG

Die nachfolgende Literaturstudie wurde im Rahmen einer Diplomarbeit umgesetzt [FRÖHLICH 2020].

Erste Untersuchungen, bituminöses Material mit Naturkautschuk zu versetzen, um ein elastisches und dauerhaftes Endprodukt zu erhalten, wurden bereits in den 1840er Jahren durchgeführt [LO PRESTI 2013]. Das erste Patent diesbezüglich wurde 1844 an E.E. Cassell erteilt, welcher einst eine Verbesserung der Bitumenelastizität bewirkt hatte [ZANZOTTO & KENNEPOHL 1996].

Vor dem Zweiten Weltkrieg zählte Naturkautschuk schließlich als geeignetes und verfügbares Material zur Asphaltmodifizierung. Nach der Gründung der französischen Société du Pavage en Asphalte Caoutchouc im Jahr 1901 wurde im darauffolgenden Jahr eine der ersten Straßen mit gummimodifiziertem Asphalt (GmA) in Cannes hergestellt [ZANZOTTO & KENNEPOHL 1996]. Ab den 1920er Jahren gewann die Thematik auch in den USA an Präsenz sowie in Europa. Zudem gab es vermehrt Forschungsarbeiten zu gummimodifizierten Bitumen (GmB). In Deutschland wurde der erste Beitrag zur Gummimodifizierung in den 1950er Jahren veröffentlicht [KADEN 2011].

Ein wichtiger Meilenstein in der Entwicklung des gummimodifizierten Asphalts sind die Untersuchungen von Charles McDonald im Jahr 1963. Der Werkstoffingenieur aus Phoenix, Arizona mischte erstmalig zerkleinertes Altreifengummi bei einer festgelegten Temperatur und unter Beachtung einer einstündigen Reaktionszeit mit Bitumen [LO PRESTI 2013]. Das so entstandene GmB oder "Asphalt Rubber", wie McDonald es nannte, brachte er auf paraffinüberzogene Papiere auf und streute dieses mit Splitt ab. Die von McDonald als "Band-Aid" bezeichneten Fabrikate konnten nun ähnlich eines Wundpflasters auf lokal in der Straßenbefestigung vorkommende Schadstellen aufgebracht werden [WAY ET AL. 2011]. Das in diesem Zusammenhang von McDonald entwickelte Nassmischverfahren (siehe Punkt 1.4.1) wurde später im Jahr 1975 patentiert [PICADO-SANTOS ET AL. 2020]. Da die Band-Aids als Reparaturtechnik nur sehr begrenzt einsetzbar waren, wurde 1967 die erste großflächige Anwendung realisiert. Diese misslang aber aufgrund der hochviskosen Eigenschaften des entstandenen Bindemittels und der nicht angepassten Maschinenteknik [HICKS ET AL. 1999]. Schließlich wurde 1972 eine erste erfolgreiche Anwendung des Asphalt Rubbers auf einer gerissenen Betonfahrbahn in Zusammenarbeit mit dem Arizona Department of Transportation (ADOT) umgesetzt. Anfänglich wurde das Gummi direkt in das Rampenspritzgerät mit dem bituminösen Bindemittel gegeben. Da keine Mischeinrichtung installiert war, wurde das Fahrzeug mehrfach ruckartig vorwärts und rückwärts bewegt und durch eine sehr hohe Mischtemperatur (circa 230°C) die Reifezeit wesentlich verkürzt. Auf dieser Untersuchungsstrecke konnten auf diese Weise zwei Untersuchungsabschnitte mit Asphalt

Rubber hergestellt werden, zum einen als alleinige Oberflächenbehandlung (Stress-Absorbing Membrane – SAM) und zum anderen als spannungsreduzierende Zwischenschicht (Stress-Absorbing Membrane Interlayer –SAMI) unter einer Asphaltdeckschicht [WAY ET AL. 2011].

Ungefähr zur selben Zeit – Ende der 1960er Jahre – forschten zwei schwedische Unternehmen ebenfalls an einem Asphalt unter Zugabe von Altreifengummi, um eine resistente Befestigung gegen die in Schweden häufig zur Verwendung kommenden Schneeketten und Spikereifen zu erhalten [LO PRESTI 2013]. Im Gegensatz zu McDonald entschieden sich die Schweden für ein Trockenmischverfahren (siehe Abschnitt 2.3.2), bei dem das zerkleinerte Gummi als Äquivalent für einen Teil der Gesteinskörnung eingebracht wird [PICADO-SANTOS ET AL. 2020]. Das Endprodukt erhielt die Bezeichnung “Rubit“. Die Technologie zur Fertigung wurde im Jahr 1978 unter dem Namen “PlusRide“ in den USA patentiert. Vor allem beim Alaska Department of Transportation and Public Facilities gewann die PlusRide-Methode sehr große Beliebtheit und es entstanden zahlreiche Forschungsstrecken in den 1970er und 1980er Jahren [HEITZMAN 1992].

Die ehemalige Deutsche Demokratische Republik erkannte gleichermaßen das Potenzial von Altreifengummi im Straßenbau. So begann in den 1970er Jahren die Erforschung der stofflichen Verwertung desselben in Betonfahrbahnen, aber auch als Beigabe in Gussasphalt [KADEN & MITTMANN 2012].

In den 1980er Jahren wurde sehr intensiv an gummimodifizierten Straßenbelägen in den USA geforscht. Nachdem zuvor hauptsächlich SAM und SAMI verbaut worden waren, begann nun auch die Modifizierung anderer Asphalte, wie z. B. von Asphaltbeton [VAN KIRK & HOLLERAN 2000; WAY ET AL. 2011]. In Zusammenarbeit mit der Federal Highway Administration und den Verkehrsministerien der einzelnen Bundesstaaten entstand so eine Vielzahl von Untersuchungsstrecken, vorwiegend zur Instandsetzung mangelhafter Fahrbahnbefestigungen [HEITZMAN 1992]. Die schon bekannten Mischverfahren wurden weiterentwickelt, um eine einfache Verarbeitbarkeit zu gewährleisten und die Eigenschaften des resultierenden Mischguts zu optimieren [PICADO-SANTOS ET AL. 2020]. Im Jahr 1988 wurde gummimodifizierter Asphalt erstmals in einer technischen Norm der American Society for Testing and Materials (ASTM) beschrieben. Parallel dazu wurden auch erste Tests mit Asphaltgranulaten unter Verwendung von GmB veranlasst [CALTRANS 2005].

Trotz der vorwiegenden Verwendung von GmB und GmA in Nordamerika wurde auch die Entwicklung in anderen Teilen der Welt vorangetrieben. In Australien sind jegliche Sprüh-anwendungen mit Asphalt Rubber des Nassmischverfahrens geschätzt, in Südafrika wurde GmA in den 1980er Jahren überwiegend im Trockenmischverfahren hergestellt und eingesetzt [LO PRESTI 2013]. In Europa, insbesondere in Dänemark, wurde um 1980 mit Gummipuder oder -granulat experimentiert, um eine eisabweisende Straßenoberfläche zu schaffen [NIELSEN 2014]. Ein Jahr später wurde auch der erste gummimodifizierte Fahrbahnbelag in Belgien umgesetzt [PEHLKEN 2005]. Andere europäische Länder folgten die-

sem Vorbild, unter anderem auch Deutschland. Eine umfangreiche Anwendung gummimodifizierter Straßenbaumaterialien konnte ebenso in Portugal, Spanien, Tschechien und Schweden zu dieser Zeit bemerkt werden [LO PRESTI 2013].

Einen weiteren bedeutenden Schritt in der amerikanischen und auch internationalen Entwicklung stellte das Intermodal Surface Transportation Efficiency Act [ISTEA 1991] dar. Das Verkehrsfinanzierungsgesetz aus dem Jahr 1991 verpflichtete in §1038 zum Bau von Straßenbefestigungen unter Verwendung von Gummi ausgedienter Reifen. Die Straßenbauverwaltungen mussten, angefangen im Jahr 1994 mit einem Anteil von 5,0 %, bis zum Jahr 1997 mindestens 20,0 % aller Asphaltbeläge gummimodifiziert herstellen. Dadurch sollte eine weite Verbreitung der Technologie sowie intensive Nutzung und Bewertung zur Verbesserung der bekannten Techniken erreicht werden.

Begünstigt wurde dieser Erlass durch das Auslaufen des Patents von McDonald. Ab diesem Zeitpunkt war das erfolgsversprechende Nassmischverfahren für alle Marktteilnehmer zugänglich und die Kosten sanken drastisch durch den Wegfall der Lizenzgebühren [LO PRESTI 2013].

Im Jahr 1992 entwickelte das California Department of Transportation (Caltrans), nach routinierter Anwendung von GmA mit reduzierter Schichtdicke, den ersten „Reduced Thickness Design Guide“ für die Anwendung im Zuge öffentlicher Bauvorhaben [VAN KIRK & HOLLERAN 2000]. Außerdem gründete sich 1993 die Rubber Pavements Association, welche ab diesem Zeitpunkt zahlreiche Forschungsvorhaben unterstützte und deren Ergebnisse veröffentlichte [BEER ET AL. 2009].

In Europa führte insbesondere die Veröffentlichung der [Richtlinie 1999/31/EG] des Rates vom 26. April 1999 über Abfalldéponien zu einem Umdenken hinsichtlich des Altreifenrecyclings. Das daraus resultierende gesetzliche Verbot, ganze Altreifen ab dem Jahr 2003 und „geschredderte“ Altreifen ab dem Jahr 2006 zu deponieren, steigerte das Interesse an der stofflichen Verwertung in Straßenbefestigungen.

Gummimodifizierter Asphalt ist heute international ein Begriff. Dennoch kann der überwiegende Anteil an Straßenbefestigungen, begründet in der Historie und den zahlreichen Innovationen, in den USA lokalisiert werden. Vor allem in den Südwest-Staaten Arizona, Kalifornien und Texas sowie in Florida ist eine relativ hohe Dichte an gummimodifizierten Straßenbefestigungen auffindbar.

2.1 Zusammensetzung und Verarbeitung der Altreifen

Die Zusammensetzung von Altreifen variiert i. d. R. in Abhängigkeit von der Art und ggf. auch der Herkunft der Reifen. Für die Herstellung von Gummigranulat und Gummimehl unterschiedlicher Körnungen fanden in der Vergangenheit verschiedene Verfahren Anwendung.

2.1.1 Zusammensetzung von Altreifen

Bevor ausgediente Reifen als Zugabe bei der Asphaltherstellung Verwendung finden, müssen diese zunächst zerkleinert und von Fremdstoffen wie Textilgewebe, Stahl und Schmutz befreit werden. Die Zerkleinerung kann entweder bei Umgebungstemperatur oder unter Ausnutzung sehr niedriger Temperaturen erfolgen. Nachfolgend wird unter anderem auf die Prozesse und deren Vor- und Nachteile eingegangen, die nötig sind, um ganze oder schon zerteilte Reifen zu Gummimehl oder Gummigranulat zu verarbeiten.

Gummimehl oder Gummigranulat dienen im Weiteren als Ausgangsstoffe und können zu diversen Gummiprodukten für eine Anwendung im Straßenbau weiterverarbeitet werden. Für die Herstellung von GmB bzw. GmA können additivierte Gummimehle und -granulate, gummimodifizierte Bitumengranulate, Gummimehle in pelletierter Form oder auch Kombiprodukte mit einer zusätzlichen mineralischen Komponente eingesetzt werden [WILHELM 2018]. Beliebtheit erfährt vor allem modifiziertes Bitumengummigranulat, bei welchem laut diverser Hersteller die Reifezeit an der Asphaltmischanlage entfallen kann [HENRION 2012]. Die Qualität der Gummiprodukte unterliegt nach derzeitigem Erfahrungsstand noch großen Schwankungen. Es gibt keine allgemeinen Prüfungen und Klassifizierungen und die Güte der Erzeugnisse kann bisher nur durch eine labormäßige Herstellung des geforderten GmB und dessen anschließender Untersuchung gewährleistet werden [WILHELM 2018]. Aus diesem Grund scheint es wichtig, mit zunehmender Anwendung gummimodifizierter Produkte im Straßenbau, auch genaue Anforderungen hinsichtlich der Gummimehle und -granulate festzulegen.

Fahrzeugreifen bestehen zu ungefähr zwei Drittel aus Elastomeren, einer Mischung aus Naturkautschuk und synthetischem Kautschuk. Das restliche Drittel entfällt auf stabilisierendes Stahl- und Textilgewebe [MANKE 2014]. Der Kautschuk wird für die weitere Verarbeitung unter Zugabe von Industrieruß (Carbon Black), Silica und anderen Stoffen vulkanisiert. Bei der Vulkanisation wird eine Verknüpfung zwischen den langen Polymerketten geschaffen, wodurch sich die typischen elastischen Eigenschaften herausbilden. Natürlich vorkommender Kautschuk ist bei hohen Temperaturen im Gegensatz zu vulkanisiertem Kautschuk klebrig und verformbar. Bei niedrigen Temperaturen ist er hingegen spröde und sehr brüchig [LO PRESTI 2013]. Eine Mischung aus natürlichem und synthetisch hergestelltem Kautschuk ist nach HEIZMAN zu empfehlen, da die elastischen Eigenschaften vorwiegend dem Naturkautschuk zuzuschreiben sind, synthetisch hergestellter Kautschuk hingegen eine bessere thermische Stabilität aufweist [HEITZMAN 1992].

Zu Beginn der GmA-Entwicklung wurden hauptsächlich Lkw-Reifen für die Herstellung von Gummimehl oder -granulat bevorzugt, da diese einen höheren Anteil an natürlichem Kautschuk enthielten. Das war maßgebend für die Reaktion zwischen Gummi und Bitumen (siehe Abschnitt 2.4), da Naturkautschuk eine signifikant größere Dispersionsfähigkeit aufweist. Heutzutage gibt es kaum noch Unterschiede im Verhältnis zwischen Kautschuk natürlichen und synthetischen Ursprungs bei Lkw- und Pkw-Reifen, so dass beide für die Verwendung als Additiv im Asphalt genutzt werden können. [PEHLKEN 2005; ARTAMENDI & KHALID 2004]

Das Gummi von Altreifen ist sehr beständig, widersteht Feuchtigkeit und Hitze, UV-Strahlung und hemmt die Entwicklung von Bakterien- und Pilzbefall. Zudem ist es resistent gegen die meisten Öle, Lösemittel, Säuren und andere Chemikalien. Diese Eigenschaften erweisen sich während der Nutzungsdauer der Fahrzeugreifen als sehr vorteilhaft, stellen aber ein erhebliches Problem bei der Lagerung und Entsorgung dar. Anstatt die im Altreifen enthaltenen hochwertigen Rohstoffe der energetischen Verwertung zuzuführen, ist es daher von Bedeutung andere Recyclingmöglichkeiten zu verfolgen. [LO PRESTI 2013]

2.1.2 Verarbeitung von Altreifen

Für die Verarbeitung der Altreifen existieren verschiedene Verfahren, welche sich in der Art der Zerkleinerung der Altreifen und den dazu benötigten Hilfsmitteln unterscheiden.

Ambientes Verfahren

Beim ambienten Verfahren werden die Reifen bei Umgebungstemperatur zerkleinert. Die mechanische Reduktion erfolgt hier mit Hilfe gegeneinander rotierender Riffelblechtrommeln oder mittels klingenbesetzter entgegengesetzt rotierender Scheiben. Dieser Prozess erzeugt Gummipartikel mit einer Größe von 0,5 bis 5,0 mm, die durch den Zerreißvorgang eine sehr große spezifische Oberfläche erlangen (siehe Abb. 2-1) und somit die gute Interaktion mit dem Bitumen fördern. Die ebenfalls herausgelösten Stahlfasern werden mit einem Magneten separiert, die Textilrückstände können ausgeblasen oder abgesaugt werden. Diese Möglichkeit der Altreifenzerkleinerung ist effektiv und wird durch die universell einsetzbare Form der Partikel am häufigsten angewandt. [LO PRESTI 2013]

Eine spezielle Variante stellt ein patentiertes Nassmahlverfahren dar. Das Zermahlen der Gummipartikel erfolgt dabei unter Anwesenheit eines flüssigen Mediums (meist Wasser). Mit Hilfe zweier dicht beieinanderstehender Schleifscheiben werden sehr feine Gummipartikel geschaffen. Auch mit Wasserhochdruck kann die Zerkleinerung von Altreifen erfolgen. Die resultierenden Produkte weisen optimale Oberflächeneigenschaften für die Anwendung im Asphalt auf. [LO PRESTI 2013]

Ganz ohne Wasser erfolgt die Verarbeitung der Reifen mit einer Schneidmühle (engl. Granulator). Dabei werden teilweise ganze Reifen mit rotierenden Stahlschneiden in dünnen Scheiben abgeschert bzw. gehobelt. [HEITZMAN 1992]

Kryogenes Verfahren

Bei der kryogenen Zerkleinerungsmethode werden die Reifenteile mit flüssigem Stickstoff gefroren und daraufhin das spröde Material mit einem Hammerwerk zertrümmert. Die so entstandenen kompakten Partikel mit glatter Oberfläche (vgl. siehe Abb. 2-1) sind nach der Separation von anderen Reifenbestandteilen reiner als nach der ambienten Zerkleinerung, allerdings ist das so entstandene Mehl oder Granulat weniger reaktionsfreudig und neigt eher zur Entmischung. Die elastischen Eigenschaften eines GmB mit kryogen zerkleinertem Reifengummi sind deshalb nicht so stark ausgeprägt, wie vergleichbares ambient zerkleinertes Material. [LO PRESTI 2013; PEHLKEN 2005]

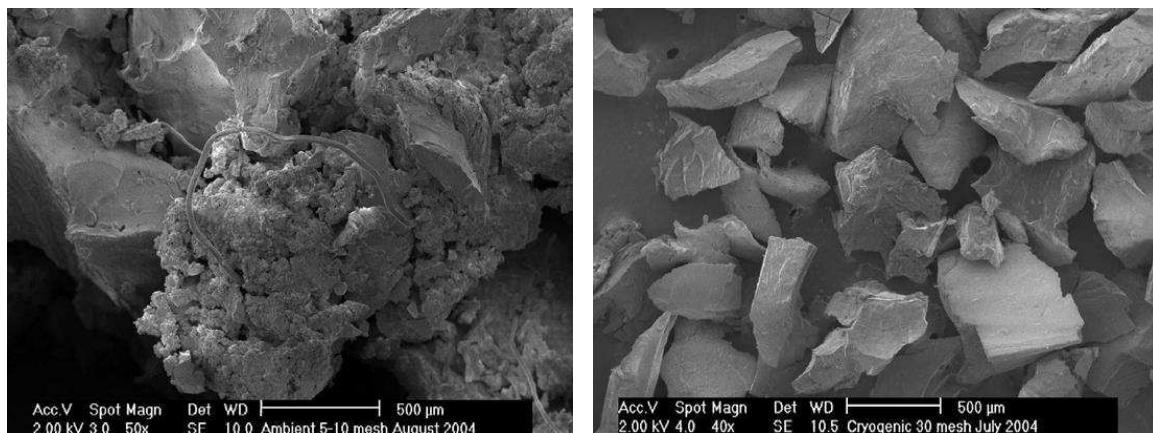


Abb. 2-1: Ambient (links) und kryogen (rechts) zerkleinerte Gummipartikel [PEHLKEN & ESSADIQI 2005]

2.2 Bindemittel-Gummi-Reaktion

Bitumen kann chemisch als kolloidales System beschrieben werden, bei dem die Asphaltpartikel in einem öligen Dispersionsmedium, den Maltene, gelöst sind [TAHMOORIAN ET AL. 2018]. Wird nun Gummi zu Bitumen gegeben, lösen die leicht flüchtigen Maltene die Elastomere aus dem Kautschuk an. Durch die Absorption der öligen Bestandteile quellen die Gummiteilchen stark auf und ihr Volumen steigt auf das Doppelte ihres Ausgangsvolumens an (siehe schematische Darstellung in Abb. 2-2). In Folge entsteht ein Gel aus Elastomeren, Asphaltenen und Maltene, welches die Viskosität des Bindemittels deutlich erhöht. Ein Teil der Gummipartikel bleibt in der ursprünglichen Form erhalten (Urgummiteilchen) und fungiert als innere Bewehrung in der Bitumenmatrix [BOSCH 2013].

Die Dauer des Vorgangs und die Stärke der Gelbildung sind von mehreren Faktoren abhängig. So sind die Temperatur, Reaktionszeit und Rührgeschwindigkeit bedeutsam, aber auch die Bitumenherkunft, die Größe und Beschaffenheit der Gummipartikel und der Gummigehalt haben einen Einfluss. Bei einer zu hohen Misch- und Lagertemperatur oder einer zu langen Reifezeit kommt es zur Depolymerisation bzw. Reversion der Vulkanisation, die durch einen deutlichen Abfall der Viskosität messbar ist. Infolgedessen gehen alle zuvor erlangten elastischen Eigenschaften im GmB verloren [LO PRESTI 2013].

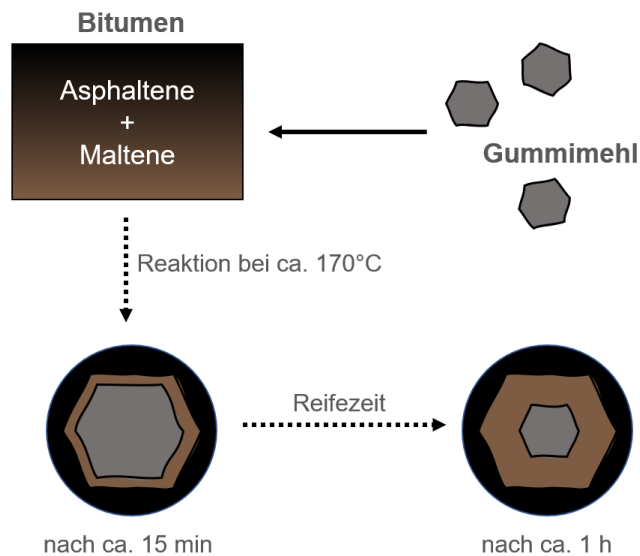


Abb. 2-2: Prüfabfolge Bindemittel-Gummi-Reaktion in Anlehnung an [WILHELM 2018]

2.3 Modifizierungsverfahren

Es existieren zwei große Gruppen von Modifizierungsverfahren, die Nassmischverfahren und die Trockenmischverfahren. Während in Deutschland nur diese beiden Begriffe durch das Regelwerk geprägt wurden, erfolgt in Amerika eine weitere Differenzierung der Verfahren. Eine Übersicht der Technologien kann der Abb. 2-3 entnommen werden.

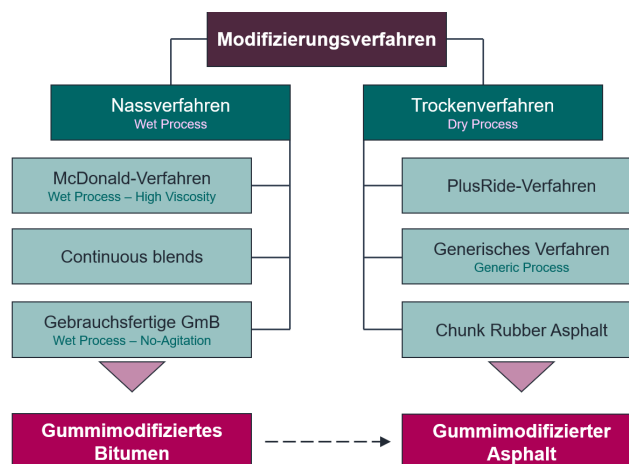


Abb. 2-3: Modifizierungsverfahren (entnommen aus [FRÖHLICH 2020], ohne Angabe der Ursprungsquelle)

Die einzelnen Modifizierungsverfahren unterscheiden sich nicht nur darin, ob eine direkte oder indirekte Modifizierung des Asphaltes vorliegt, sondern auch in der Menge und der Größe der zugegebenen Gummipartikel. So wird der Modifizierungsgrad beim Nassverfahren in fast allen Fällen höher angesetzt als im Trockenverfahren. Außerdem werden für das Nassverfahren hauptsächlich feinere Gummipartikel verwendet. Diese Unterscheidung lässt sich aber nur auf Grundlage der amerikanischen Definitionen treffen. In Deutschland

ist eine pauschale Einschätzung hinsichtlich des Gummigehalts und der Korngröße (nach E GmBA [E GmBA 2012] festgelegt bis 1,0 mm) nicht möglich.

Ein weiterer Punkt, in dem die Mischtechniken variieren, ist die Sieblinie der verwendeten Gesteinskorngemische. Auch in diesem Fall kann sich wiederum nur auf die Verfahren in den USA bezogen werden. So sind Mineralkorngemische mit Ausfallkörnung häufiger bei trockenen Mischverfahren vorzufinden. Bei gut abgestuften Aggregaten und auch Mischungen ohne Feinanteil (exemplarisch kann hier Offenporiger Asphalt genannt werden) wird dahingegen häufig GmB aus dem Nassverfahren verwendet. Folglich unterscheidet sich auch die Ausprägung des Einflusses der Gummimodifizierung.

2.3.1 Nassverfahren

Nach der E GmBA [E GmBA 2012] versteht man unter dem Nassverfahren die Modifizierung des Bitumens. Das additivierte Gummimehl wird, gegebenenfalls unter Zugabe weiterer Zusätze, mit Heißbitumen bei circa 180°C homogenisiert. Die Zugabemenge richtet sich nach dem jeweiligen Verwendungszweck und beträgt 10 M.-% bis 20 M.-%, gemessen am gesamten Bindemittel. Dieser Prozess kann sowohl werkseitig (gebrauchsfertige GmB) oder in einer speziellen mobilen Aufbereitungsanlage direkt am Mischwerk erfolgen.

Das Anmischen des GmB erfolgt in der Regel in einem Vormischtank mit schnell laufendem Rührwerksmischer und Wandabstreifern für ein besonders gleichmäßiges Produkt. Beim anschließenden Quellprozess wird das GmB unter kontinuierlichem Rühren für ein bis zwei Stunden gelagert, abhängig von der Mahlfineinheit des Gummimehls. Bei gebrauchsfertig angelieferten GmB ist keine weitere Reifezeit notwendig. Diese werden bei 180°C in einem konventionellen Bitumentankwagen, gegebenenfalls mit integriertem Rührwerk und Heizung, angeliefert.

Im Gegensatz zur Definition hierzulande wird in den USA deutlich zwischen der Produktion vor Ort und dem gebrauchsfertig angelieferten GmB differenziert [LO PRESTI 2013]. Das klassische Nassmischverfahren ist das patentierte McDonald-Verfahren, bei welchem an der Mischanlage bei 190°C bis 205°C Straßenbaubitumen mit 15 M.-% bis 25 M.-% Gummi, welches eine Partikelgröße von weniger als 2,0 mm besitzt, in einem Rührwerkstank versetzt wird. Daraufhin ist das GmB in einen Lagertank mit Rührwerk zu überführen und für etwa 45 Minuten bis zu einer Stunde zu reifen, bevor es dem Asphaltmischer hinzugegeben wird [BELLIN 1994]. Das ausschließlich so entstandene GmB wird als McDonalds Asphalt Rubber bezeichnet [VAN KIRK & HOLLERAN 2000].

Eine spezielle Form des McDonald-Verfahrens ist das kontinuierliche Misch- und Reaktionssystem (engl. Continuous Blending-Reaction System). Diese Technologie ermöglicht durch den Einsatz sehr feiner Gummiteilchen eine stark verkürzte Reifezeit. So wird während der Asphaltproduktion kontinuierlich GmB gemischt und dem Mischer zugegeben, anstatt es in einem Rührwerkstank für den Quellprozess zwischenzulagern. Infolgedessen ist

nur eine einzige Mischeinheit erforderlich [HEITZMAN 1992]. Allerdings kann davon ausgegangen werden, dass das so produzierte GmB nicht die gleichen ausgeprägten elastischen Eigenschaften aufweist, wie Asphalt Rubber hergestellt mit der McDonald-Technologie.

Eine aktuell von Caltrans geprägte Bezeichnung für den Mischprozess vor Ort ist das hochviskose Nassverfahren (engl. Wet Process – High Viscosity) und ähnelt in ihren Grundsätzen der Auffassung des McDonald-Verfahrens. Hierbei werden etwa 15 M.-% Gummi mit Bitumen direkt am Mischwerk verblendet und dann für den Reifeprozess in einen Tank mit Rührwerk zur zeitlich begrenzten Lagerung überführt [LO PRESTI 2013].

Demgegenüber steht das Nassverfahren ohne Rühren (engl. Wet Process – No- Agitation) zur Herstellung gebrauchsfertiger, lagerfähiger GmB mit einem Gummigehalt von circa 10 M.-% [LO PRESTI 2013]. Widersprüchlich zur Bezeichnung ist auch bei diesem Verfahren das Rühren der Mischung erforderlich, um eine Separation der Gummi- und Bitumenphase zu vermeiden. Identisch dem zuvor genannten kontinuierlichen System wird mit äußerst fein gemahlenen Gummipartikeln gearbeitet. Diese werden bei sehr hohen Temperaturen (200°C bis 300°C) und einer sehr hohen Rührgeschwindigkeit mit dem Bitumen vermischt. Infolgedessen kommt es zur Depolymerisation der Elastomere bzw. Umkehr der Vulkanisation sowie einer fast vollständigen Dispersion der Gummipartikel in die Bitumenmatrix. Auch Hybrid-Produkte sind möglich, bei denen neben den Gummipartikeln auch synthetische Polymere eingearbeitet werden, die die Lagerstabilität erhöhen sollen [GREENE ET AL. 2015].

Gebrauchsfertige Produkte sollen zum einen die Anwenderfreundlichkeit von GmB erhöhen und sich wie Polymermodifizierte Bitumen (PmB) transportieren, lagern und einbauen lassen. Zum andern wird jedoch kritisiert, dass Fertigprodukte nicht die erwünschten positiven Eigenschaften der Gummimodifizierung, zum Beispiel den Anstieg der Viskosität und Elastizität des Bitumens, hervorrufen [VAN KIRK & HOLLERAN 2000]. Die Unterscheidung eines im McDonald-Verfahren hergestellten GmB und eines Fertigprodukts ist auch visuell möglich, wie die Abb. 2-4 verdeutlicht.

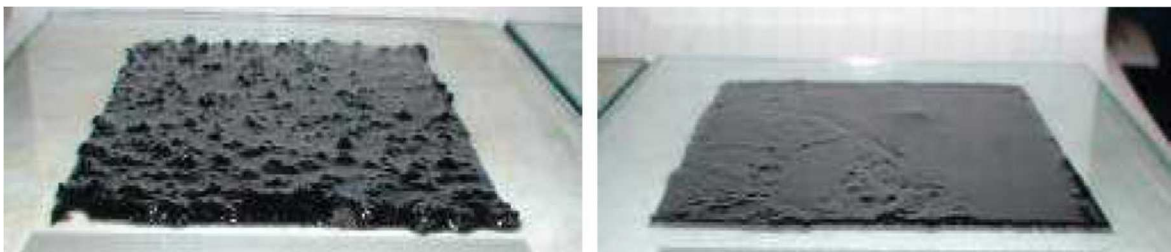


Abb. 2-4: GmB (links) und gebrauchsfertiges GmB (rechts) [SHATNAWI 2011]

2.3.2 Trockenverfahren

Das Trockenverfahren bezeichnet nach E GmBA [E GmBA 2012] die direkte Modifizierung des Asphalts. Additiviertes Gummimehl oder gummimodifiziertes Bitumengranulat wird direkt in den Mischer zur Gesteinskörnung gegeben. Nach einer kurzen Trockenmischzeit wird das Bitumen zugefügt. Die erforderliche Zugabemenge wird durch Untersuchungen im Labor ermittelt. Auch die Bindemittelkennwerte werden an einem im Trockenverfahren labormäßig hergestellten gummimodifizierten Bitumen bestimmt. Das Modifizierungsmittel wird meist als „Sackware“ oder in Big Bags an der Mischanlage vorgehalten, weshalb das Verfahren möglichst nur bei Kleinmengen angewandt werden sollte. Bei größeren Produktionsleistungen muss eine entsprechende Logistik sichergestellt werden, um ein homogenes Mischgut zu garantieren. Da die Reifezeit durch den Mischvorgang allein nicht gewährleistet wird, ist eine ausreichende Lagerzeit im Mischgutsilo oder Transportfahrzeug einzuplanen.

Die Verwendung eines gummimodifizierten Bitumengranulats ermöglicht die Nutzung des Trockenmischverfahrens ganz ohne zusätzliche Reifezeit. Die Fabrikation erfolgt im Masterbatch-Verfahren. Das heißt, dass aus dem Basisbindemittel, dem Gummigranulat und weiteren Zusätzen im Vorfeld ein Masterbatch hergestellt wird. Nach dem entscheidenden Quellprozess wird das GmB dann beim Abkühlvorgang granuliert und abgepackt. [KADEN 2011]

Analog zum Nassmischverfahren unterscheidet man auch beim Trockenmischverfahren in den USA zwischen mehreren Varianten in Abhängigkeit von der Zugabemenge an Gummi und der Partikelgröße. Die wohl bekannteste Technologie ist das patentierte PlusRide-Verfahren, bei dem einem Mineralstoffgemisch mit Ausfallkörnung circa 2 M.-% bis 3 M.-% an Gummigranulat mit einer Korngröße von 1,0 mm bis 7,0 mm zugegeben wird [BELLIN 1994]. Aus diesem Grund ist diese Methode aber auch sehr anfällig für Schwankungen in der Kornabstufung und im Gummigehalt. Daher ist hier ein erhöhter Überwachungsaufwand notwendig [HEITZMAN 1992].

Das Generische Trockenverfahren (engl. Generic Process) soll eine homogenere Materialqualität ermöglichen. Im Gegensatz zum PlusRide-Verfahren wird die Sieblinie der Gummipartikel an die Korngrößenverteilung des Mineralstoffgemisches angepasst. Außerdem kann so ein höherer Modifizierungsgrad erreicht werden, da auch feine Gummienteile (weniger als 1,0 mm) enthalten sind. [HEITZMAN 1992] Bisher nur im Labor getestet wurde die Herstellung von Asphalt mit großen Gummistücken (engl. Chunk Rubber Asphalt) im Trockenverfahren. Dabei ersetzen diese und auch abgestufte kleinere Fraktionen einen Teil der Gesteinskörnung. In der Praxis wurde dieses Verfahren nie getestet. Es wird vermutet, dass sich größere Gummistücke eher negativ auf das Verhalten einer Befestigung auswirken könnten. Bei Belastung erfahren diese, relativ zur Partikelgröße, eine starke reversible Deformation. Da die anderen Asphaltkomponenten nicht im selben Maße reagieren können, ist anzunehmen, dass es längerfristig zu einer Schädigung des gesamten Gefüges kommen wird. [HEITZMAN 1992]

Allgemein ist die Anwendung des Trockenverfahrens sehr beliebt, da die Herstellung von GmA an fast allen Asphaltmischanlagen zu ermöglichen ist, ohne zusätzliche Technik bereitstellen zu müssen. Durch die freie Wahl des Basisbitumens und eine variable Steuerung der Zugabemenge können so maßgeschneiderte Lösungen für fast jeden Anwendungsfall realisiert werden [WILHELM 2018]. Dies ist besonders bei der Zugabe von Asphaltgranulat bedeutend, da der Modifizierungsgrad besser einstellbar ist [GOHL ET AL. 2017]. Zudem gibt es keine speziellen Kriterien zur Lagerung des trocken verwendeten Additivs [BOSCH 2013]. Jedoch ist mit einem höheren Arbeitsaufwand zu rechnen, wenn der Dosiervorgang nicht automatisiert stattfindet, da die Säcke im Ganzen manuell hinzugegeben werden müssen und die jeweilige Mischmenge daran orientiert werden muss [HEITZMAN 1992]. Bei der Anwendung des Trockenmischverfahrens ist häufig von inhomogenen Misch- und Einbausergebnissen die Rede und eine nicht erwiesene Langzeit-Performance wird vielfach diskutiert [VAN KIRK & HOLLERAN 2000]. Ferner muss mit einer geminderten Produktionsleistung der Mischanlage kalkuliert werden, da nach Zugabe des Bindemittels eine längere Nachmischzeit erforderlich wird [BUTZ ET AL. 2012]. Zuletzt ist die Modifizierung im Trockenverfahren ausschließlich für die Herstellung von Asphalt geeignet. Andere bituminöse Materialien für Straßenbauzwecke lassen sich nur im Nassverfahren modifizieren [HEITZMAN 1992].

2.4 Regelwerke zur Gummimodifizierung im Asphaltstraßenbau

In Deutschland existieren bislang zwei Richtlinien zur Gummimodifizierung von Asphalt. Anfangs sind die länderspezifischen Technischen Lieferbedingungen für gummimodifizierte Bitumen [TL RmB-StB By 2010] im Jahr 2010 erschienen. Zwei Jahre darauf wurden die Empfehlungen zu gummimodifizierten Bitumen und Asphalten [E GmBA 2012] veröffentlicht. Da die Publikationen beider Regelwerke schon einige Jahre zurückliegen, sich die E GmBA derzeit in der Überarbeitung befindet und mit einigen Änderungen zu rechnen ist, soll nur kurz auf den jeweiligen Inhalt eingegangen werden.

Die TL RmB-StB By wurden im Jahr 2010 von der Obersten Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Inneren herausgegeben, um technische Mindestbedingungen bei geeigneten Bauverträgen festsetzen zu können. Sie beinhalten Anforderungen zu gebrauchsfertigen gummimodifizierten Bitumen, gummimodifizierten Bitumengranulaten und gummimodifizierten Bitumen aus Bitumen und gummimodifiziertem Bitumengranulat sowie deren genaue Bezeichnung.

Ähnlich den TL Bitumen-StB 07/13 [TL Bitumen 2013] sind auch in den TL RmB-StB By [TL RmB-StB By 2010] technische Daten und Mindestanforderungen für die jeweiligen Liefersorten bzw. Labormischungen festgehalten. Sowohl zu den standardmäßigen Bindemittelprüfungen als auch zu den gebrauchsverhaltensorientierten Prüfungen (Verformungsverhalten und Verhalten bei tiefen Temperaturen) werden Richtwerte angegeben.

Ferner wird die Verarbeitung an der Asphaltmischanlage aufgegriffen und auf die erforderlichen Spezifikationen hingewiesen, um eine Verarbeitbarkeit von GmB überhaupt möglich zu machen (Pumpleistung, Rührwerke etc.).

In Ergänzung zu den ZTV Asphalt-StB 07/13 [ZTV Asphalt-StB 2013] wird unter anderem eine Empfehlung für die zweckmäßige Bindemittelart und -sorte in Abhängigkeit von der Belastungsklasse für Asphaltbinderschichten und Asphaltdeckschichten aus Asphaltbeton (AC), Splittmastixasphalt (SMA) und Offenporigem Asphalt (OPA) gegeben.

Allgemein galten die TL RmB-StB By [TL RmB-StB By 2010] als wichtiger Schritt, die Gummimodifizierung von Bitumen zu definieren und in das deutsche Regelwerk einzubinden. Allerdings handelt es sich um keine Richtlinie der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). Deshalb besitzt die TL RmB-StB By auch keine bundesweite Gültigkeit. Es wurde unter anderem kritisiert, dass der Gesundheits- und Umweltschutz nicht hinreichend thematisiert wurde. Die einzige Beschränkung dahingehend ist das Einhalten einer Maximaltemperatur von 190°C bei Lieferung, Lagerung und Verarbeitung des gummimodifizierten Bindemittels. Des Weiteren werden die Produktneutralität und die Einschränkung zur Entwicklung innovativer Produktkombinationen im Rahmen des Regelwerkes kritisiert. [WILHELM 2018]

Für den amerikanischen Straßenbau liegen derzeit aktuellere Normen vor, die sich mit der Gummimodifizierung befassen. Die ASTM International hat zuletzt im Jahr 2019 eine aktualisierte Richtlinie zu gummimodifizierten Bitumen herausgegeben. Begründet im Jahr 1988, wurde die Norm regelmäßig fortgeschrieben und nach den neusten Erkenntnissen aktualisiert.

2.4.1 Empfehlungen zu gummimodifizierten Bitumen und Asphalten

Die E GmBA [E GmBA 2012] sind ein Regelwerk der Kategorie R 2 der FGSV aus dem Jahr 2012 und stellen somit den aktuellen Stand der Technik in Deutschland dar. Sie geben Auskunft über die Zugabe von Gummimehl bei der Herstellung von gummimodifizierten Bitumen und Asphalten unter der Voraussetzung, dass die ZTV Asphalt-StB 07/13 [ZTV Asphalt-StB 2013] Bestandteil des Bauvertrages sind. Die E GmBA beziehen sich anders als die TL RmB-StB By [TL RmB-StB By 2010] sowohl auf Bitumenprodukte (gummimodifiziertes Bitumen, gummimodifiziertes Bitumengranulat) als auch auf das gummimodifizierte Asphaltmischgut. Die Herstellung erfolgt mit Gummigranulat, welches aus Altreifen gewonnene Gummipartikel mit einer maximalen Korngröße von 1,0 mm enthält und im geforderten Sieblinienbereich liegen sollte und zusätzlich mit Ölen und/oder Polymeren versetzt werden kann, um die Verarbeitbarkeit zu verbessern.

Ein Bestandteil der E GmBA ist die ausführliche Beschreibung der beiden in Deutschland gängigen Modifizierungsverfahren. Beim sogenannten Nassverfahren handelt es sich um die Modifizierung des Bitumens, das Trockenverfahren dient zur direkten Modifizierung des herzustellenden Asphalts (siehe Abschnitt 2.3.2).

Zusätzlich sind besondere Hinweise zur Lagerung, Herstellung, dem Transport sowie dem Einbau von GmB bzw. GmA Gegenstand des Regelwerkes, welche sich von den Bedingungen für Asphalte nach TL Asphalt-StB [ZTV Asphalt-StB 2013] unterscheiden. Die E GmBA enthalten wie die TL RmB-StB By Richtwerte für die Eigenschaften des GmB bezüglich der konventionellen und gebrauchtsverhaltensorientierten Bitumenprüfungen, sowie genaue Anforderungen an das additivierte Gummimehl, das rückgewonnene Bindemittel und das fertige Mischgut. Neben der Bestimmung des Bindemittelgehaltes werden der Spurbildungsversuch und der Test zum Kornverlust an Offenporigen Asphalten empfohlen.

Des Weiteren sind auch in diesem Regelwerk Empfehlungen für die zweckmäßige Bindemittelsorte, abhängig von der zu erwartenden Verkehrsbeanspruchung, aufgezeigt. Konträr zu den TL RmB-StB By enthält die E GmBA auch Details zu Asphalttragschichtmaterialien.

In Bezug auf den Arbeits- und Umweltschutz sind Temperaturen von über 170°C beim Mischprozess (180°C bei Modifizierung des Bitumens im Nassverfahren) nicht zu überschreiten, da bei einer Temperatur von über 180°C mit gesundheitsschädlichen Zersetzungs- und Reaktionsstoffen zu rechnen ist. Emissionen am Asphaltmischwerk und die Eluierbarkeit des GmA sind als unbedenklich einzustufen.

Die E GmBA kann als Fortentwicklung der TL RmB-StB By bewertet werden, die auf Basis der länderspezifischen Richtlinie ein nun bundesweit gültiges Regelwerk darstellt. Durch die Empfehlungen wurde allen am Bau Beteiligten ein Standard vermittelt, der den verbreiteten Einsatz und somit die weitere Erfahrungssammlung voranzutreiben versucht. Nichtsdestotrotz ist die ständige Fortschreibung der E GmBA zur Abbildung des aktuellen Stands der Technik erforderlich.

2.5 Arbeits-, Gesundheits- und Umweltschutz

Vielfältig in der Kritik steht GmA, da vermutet wird, dass bei Herstellung am Asphaltmischwerk, beim Transport und beim Einbau schädliche oder gar toxische Zersetzungs- und Reaktionsstoffe freigegeben werden.

In der Vergangenheit dokumentierte Emissionsmessungen konnten keine Beeinträchtigung der Gesundheit oder Natur belegen [BELLIN 1994]. Vergleichsmessungen bei der Herstellung von konventionellen und gummimodifizierten Asphaltgemischen an derselben Mischanlage zeigen kaum einen Einfluss der Modifizierung auf die chemische Zusammensetzung der Emissionen. Es konnte beim Anmischen des GmA nur ein weiterer Stoff identifiziert werden, welcher als Zersetzungsprodukt der Heißaufbereitung des Gummis eingestuft wurde und dessen Konzentration weit unter den einzuhaltenden Grenzwerten lag [BELLIN 1994]. Weitere Berichte aus Kalifornien, Michigan und Texas kamen zu demselben Schluss [WAY ET AL. 2011]. Auch [MANKE 2014] beschrieb die Exposition von Dämpfen und Aerosolen in derselben Größenordnung wie bei Normalasphalten, sowohl bei der Herstellung als auch Wiederverwertung von GmA.

Die höchsten Emissionen sind jedoch nicht an der Mischanlage, sondern bei der baustellenseitigen Verarbeitung mit dem Fertiger zu erwarten. Das amerikanische National Institute for Occupational Health and Safety stellte jedoch kein erhöhtes Gesundheitsrisiko beim Einbau fest [PEHLKEN 2005]. Die schwedische Chemiebehörde untersuchte bei sechs Baumaßnahmen das Kondensat der Asphaltdämpfe auf polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe (PAK) und konnte im Umfeld der Verteilerschnecken des Straßenfertigers die höchste Konzentration, verglichen zum restlichen Einbauprozess, ausmachen. Die Messwerte lagen auch hier weit unter einem umwelt- und gesundheitsschädlichen Maß. Zusätzlich konnte ein deutlicher Einfluss der Mischguttemperatur und auch der Windverhältnisse analysiert werden [NORDGREN & PREINFALK 2009].

Dahingegen wurden bei Emissionsmessungen der Bauberufsgenossenschaft auf der Glashtütter Landstraße in Hamburg keine PAK registriert. Im Gegensatz zum ebenfalls eingebauten PmA wurde dort sogar eine um die Hälfte reduzierte Konzentration der Bitumendämpfe und Aerosole am Bohlenbedienstand beim GmA-Einbau festgestellt [BEER ET AL. 2009].

Häufig wird bei der Verarbeitung von GmA der typische Gummigeruch festgestellt. In einigen Fällen soll diese Geruchsbelästigung auch zu Irritationen der Augen und Atemwege geführt haben [PICADO-SANTOS 2020]. Gemäß [PICADO-SANTOS ET AL. 2020] ist der Einfluss der Emissionen auf Mensch und Natur eher gering, verglichen mit anderen umweltbeeinflussenden Variablen, wie zum Beispiel dem Energie- oder auch Ressourcenverbrauch. Durch die hohe erforderliche Mischtemperatur bei der Herstellung von GmA ist auch ein erhöhter Brennstoffumsatz zu verzeichnen. In diesem Zusammenhang sollte perspektivisch auch das Konzept des Warmasphalts bzw. temperaturabgesenkten Asphalts im Zusammenhang mit der Gummimodifizierung verfolgt werden. Dadurch ist sowohl eine Reduktion der Bitumendämpfe und Aerosole als auch des Energieverbrauchs möglich. Egalisieren würde sich dieser Faktor, wenn durch die Gummimodifizierung eine deutliche Steigerung der Nutzungsdauer erreicht werden kann. Auch die Reduzierung der Schichtdicke würde sich positiv auf den Verbrauch wertvoller Rohstoffe auswirken und die Stoffbilanz ausgleichen. Durch die Verwendung von Altreifengummi als Additiv kann zweifellos eine Ressourcenschonung hinsichtlich der Produktion synthetischer Polymere für die Verwendung im Asphaltstraßenbau verfolgt werden. Voraussetzung ist allerdings eine mindestens gleichwertige Dauerhaftigkeit einer Straßenbefestigung im Vergleich zu Befestigungen, hergestellt mit konventionellen Straßenbaubitumen oder polymermodifizierten Bitumen.

Neben dem Entstehen von schädlichen Emissionen wurde auch die Auswaschung von organischen Substanzen und anderen Komponenten des Altreifengummis im Asphalt untersucht. Das Geotechnische Institut in Schweden stellte bei der Betrachtung von herkömmlichen Asphalten und Asphalten mit Gummimodifizierung nur minimale Unterschiede im Eluat fest [NORDGREN & PREINFALK 2009]. So wurden beim GmA geringe Mengen an aromatischen Verbindungen und Benzothiazolen, welche in der Gummiindustrie als Vulkanisationsbeschleuniger eingesetzt werden, festgestellt. Zu einer negativen Beeinflussung der Grundwasserqualität soll dies jedoch laut dokumentierter Ausführungen nicht führen.

Weitere Tests zur Erfassung von Partikelemissionen, zum Beispiel bei der Verwendung von Spikereifen, zeigten sehr niedrige Werte. Der Anteil von abgelösten inhalierbaren Bestandteilen aus der Asphaltdecke konnte als äußerst gering eingeschätzt werden.

Resümierend konnte im Rahmen einer umfänglichen internationalen Literaturrecherche kein besonderes Risiko bei der Verwendung von GmA erfasst werden. Es ist dennoch mit der Entstehung gesundheits- und umweltschädlicher Dämpfe zu rechnen, insbesondere bei Nichteinhaltung der Vorgaben hinsichtlich der Mischguttemperatur.

Zur Abschätzung des gesundheitlichen Risikos bei Verwendung von GmA wurden im Rahmen des diesem Bericht zugrundeliegenden Forschungsvorhabens veranlasste Emissionsmessungen durchgeführt, die in Abschnitt 7.5 beschrieben und bewertet werden.

3 BITUMENUNTERSUCHUNGEN

3.1 Ergebnisse vorangegangener Untersuchungen

Im Rahmen des Forschungsprojektes "Entwicklung von gummimodifizierten Bindemitteln und deren Einsatz in Asphaltbefestigungen im Freistaat Sachsen" [KRAFT et al. 2018] wurden umfassende Versuche an gummimodifizierten Bitumen durchgeführt, um grundlegende Erkenntnisse zum Einfluss der Gummimodifikation auf das Verhalten von Bitumen zu gewinnen. Hierbei wurde sowohl der Einfluss der Partikelgröße als auch der Zugabemenge an Gummigranulat untersucht.

Für die Untersuchungen wurden verschiedene Bitumen-Gummi-Gemische erstellt, bestehend aus einem Grundbitumen, einem Straßenbaubitumen 50/70, und unterschiedlichen Gummipartikeln. Die Gummipartikel wurden in den Größen „fein“ (bis 0,4 mm), „mittel“ (bis 0,6 mm) und „grob“ (bis 1,0 mm) zu den Anteilen 10, 15 und 20 % zugesetzt. Insgesamt ergeben sich somit 9 verschiedene Bitumen-Gummi-Gemische. Eine Auflistung der projekt-internen Bezeichnungen der einzelnen Gemische befindet sich in Tab. 3-1. Als vergleichende Referenzbitumen wurden ergänzend das Basisbitumen 50/70 sowie ein polymer-modifiziertes Bitumen (PmB) 25/55-55 einbezogen.

Bezeichnung Bitumen-Gummigemische	Partikelgröße Gummigranulat	Anteil Gummigranulat
GmB fein 10%	0 - 0,4 mm	10 %
GmB fein 15%	0 - 0,4 mm	15 %
GmB fein 20%	0 - 0,4 mm	20 %
GmB mittel 10%	0 - 0,6 mm	10 %
GmB mittel 15%	0 - 0,6 mm	15 %
GmB mittel 20%	0 - 0,6 mm	20 %
GmB grob10%	0 - 1,0 mm	10 %
GmB grob 15%	0 - 1,0 mm	15 %
GmB grob 20%	0 - 1,0 mm	20 %

Tab. 3-1: Bezeichnung und Zusammensetzung der von Kraft [KRAFT et al. 2018] einbezogenen Bitumen-Gummi-Gemische

Zur Herstellung geeigneter Bitumen-Gummi-Gemische (im Weiteren auch als GmB-Varianten bezeichnet) wurde für jede Partikelgröße die optimale Mischzeit zur Homogenisierung von Bitumen und Gummigranulat bestimmt.

Als maßgebendes Bewertungskriterium dienten die komplexen Schermodule, welche jeweils an nach definierten Mischzeiten entnommenen Proben mit dem Dynamischen Sherrheometer (DSR) bestimmt wurden.

Dabei wurden folgende optimale Mischzeiten (bestimmt durch das Maximum des komplexen Schermoduls) in Abhängigkeit der Partikelgröße ermittelt [KRAFT et al. 2018]:

- Partikelgröße 0 – 0,4 mm: 50 Minuten Mischzeit (GmB fein),
- Partikelgröße 0 – 0,6 mm: 60 Minuten Mischzeit (GmB mittel) und
- Partikelgröße 0 – 1,0 mm: 100 Minuten Mischzeit (GmB grob).

Zur Bewertung des Widerstandes gegen plastische Verformungen von GmB in Abhängigkeit vom Anteil an Gummigranulat wurde das gültige Kriterium des Strategic Highway Research Program (SHRP) in Anwendung gebracht, wonach $G^* \cdot \sin(\delta)$ bewertet wird [Hanson et al 1995] (mit G^* dem komplexen Schermodul und δ dem Phasenwinkel).

Anhand der durchgeführten Untersuchungen wurde deutlich, dass sich die Zugabe von Gummimehl positiv auf das plastische Verformungsverhalten von Bitumen auswirkt. Zudem nahm der Einfluss der Gummipartikelgröße auf die Höhe der plastischen Verformungen mit der Gummizugabemenge zu. Während $G^* \cdot \sin(\delta)$ für die Zugabemenge von 10 % für alle drei Partikelgrößen quasi gleich war, ergibt sich bei 20 % Zugabemenge ein erhöhter Widerstand gegen plastische Verformungen mit zunehmender Partikelgröße.

Alle GmB-Varianten waren gemäß des SHRP-Kriteriums resistenter gegen plastische Verformungen im Vergleich zu dem Referenzbitumen 50/70 und dem polymermodifizierten Bitumen PmB 25/55-55. Die Interpretation des SHRP-Kriteriums war konsistent zu den Ergebnissen der außerdem durchgeführten MSCR-Versuche. Aus den Untersuchungen von Kraft [KRAFT et al. 2018] ergab sich folgende GmB-Variante mit dem höchsten Widerstand gegen plastische Verformungen:

- GmB mit 20 % Gummigranulat, Partikelgröße 0 - 1,0 mm.

Zur Bewertung des Widerstandes gegen Ermüdung der GmB-Varianten wurden mittels DSR Ermüdungsversuche durchgeführt. Folgende GmB-Variante zeigte den höchsten Widerstand gegen Ermüdung:

- GmB mit 15 % Gummimehl, Partikelgröße 0 – 0,4 mm.

Auf Grundlage der Erkenntnisse zusammengefasst in [KRAFT et al. 2018] wurde für das diesem Bericht zugrundeliegende Forschungsvorhaben als Vorzugsvariante eine Bitumen-Gummi-Gemischzusammensetzung mit 15 % Gummigranulat der Partikelgröße 0 – 0,4 mm (fein) gewählt.

3.2 Zielstellung - Untersuchungsmethodik

Das Ziel der im Rahmen des Projektes durchgeführten Bitumenuntersuchungen war es, weitere grundlegende Erkenntnisse über die Bitumenmodifizierung mit Gummipartikeln, insbesondere hinsichtlich der Auswirkung auf die Performance von GmB, zu gewinnen. Für eine allumfassende Bewertung wurden sowohl mechanische als auch chemische Kenngrößen untersucht. Die physikalischen Untersuchungen an Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemischen erfolgten an der Professur für Straßenbau der TU Dresden, die chemischen Untersuchungen hingegen an der Professur für Holz- und Pflanzenchemie, ebenfalls der TU Dresden.

Im Fokus der physikalischen Untersuchungen standen dabei:

- die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse,
- die Auswirkungen der Spannweiten der Rohstoffeigenschaften durch die Entnahme von Gummiprobe an unterschiedlichen Produktionstagen und von unterschiedlichen Reifenchargen,
- der Reaktions- und Anlöseprozess zwischen Gummi und Bitumen durch die Untersuchung von GmB nach unterschiedlichen Herstellungsbedingungen,
- der Vergleich des Gebrauchsverhaltens von GmB, hergestellt mit Gummigranulat aus Pkw- bzw. Lkw-Reifen,
- der Einfluss der Gummimodifizierung auf das Alterungsverhalten von Bitumen sowie
- die Möglichkeit des Einsatzes von Gummigranulat bei der Wiederverwendung von Asphalt (Untersuchung des Alterungsverhaltens von GmB mit und ohne Recyclingmaterial (RC) Bitumen).

Im Rahmen der physikalischen Untersuchungen wurden sowohl konventionelle Bitumentests (Bestimmung des Erweichungspunktes Ring und Kugel (EP RuK) sowie Bestimmung der Nadelpenetration (NP)) als auch gebrauchorientierte Bitumenuntersuchungen mit dem Dynamischen Sherrheometer (DSR) durchgeführt.

3.3 Experimentelles Vorgehen - physikalische Untersuchungen

Zur Bewertung des mechanischen Verhaltens der einbezogenen Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemische (vgl. Abschnitt 3.4.1) wurden sowohl konventionelle als auch performancebasierte Bitumenuntersuchungen durchgeführt.

3.3.1 Konventionelle Bitumenuntersuchungen

Für die Referenzbitumen und die GmB (vgl. Abschnitt 3.4.1) wurde die NP nach [DIN EN 1426] sowie der EP RuK nach [DIN EN 1427] bestimmt. Die einzelnen Bitumenprüfverfahren sind hinreichend bekannt. Daher wird auf eine Beschreibung der Prüfmodalitäten an dieser Stelle verzichtet. Die Ergebnisse der konventionellen Bitumenuntersuchungen sind in Abschnitt 3.5 grafisch und in Anlage 1 zahlenmäßig dargestellt.

3.3.2 Performancebasierte Bitumenuntersuchungen

Bis heute werden bituminöse Bindemittel anhand konventioneller Bitumenuntersuchungen charakterisiert und in Sorten eingeteilt. Die Eigenschaften – vor allem von modifizierten Bindemitteln – können mit diesen konventionellen Untersuchungen allerdings nur unzureichend beschrieben werden, so dass es seit geraumer Zeit Bestrebungen gibt, auch die rheologischen Eigenschaften von Bitumen zu untersuchen. Im Zuge des SHRP Programmes [HANSON et al 1995] wurden performancebasierte Prüfverfahren entwickelt, die es ermöglichen, die Gebrauchseigenschaften von Bitumen mit dem DSR physikalisch eindeutig zu erfassen. Im Ergebnis erster nationaler Forschungsarbeiten hielten im Jahre 2001 die DSR-Versuche auch Einzug in das deutsche Regelwerk [HAGNER 2013]. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden neben konventionellen Bitumenprüfungen auch DSR Versuche durchgeführt, um gebrauchsverhaltensorientierte Bitumeneigenschaften wie den komplexen Schermodul und den Phasenwinkel sowie die Beständigkeit gegen plastische Verformung und Ermüdung zu bestimmen. Die Ergebnisse dieser Bitumenuntersuchungen sind ebenfalls in Abschnitt 3.5 grafisch sowie in Anlage 2 zahlenmäßig dargestellt.

DSR - Temperatursweep-Versuche

Für die Referenzbitumen und die GmB (vgl. Abschnitt 3.4.1) wurden der komplexe Schermodul sowie der Phasenwinkel nach [AL DSR-Prüfung T-Sweep 2014] bestimmt. Hierfür wurden die Bitumenproben oszillierend mit einer vorgegebenen Deformation bei einer Frequenz von 1,59 Hz und in einem Temperaturbereich von 30°C bis 90°C in Intervallen von 10 K belastet. Es wurde ein Platte-Platte-System mit einem Durchmesser von 25 mm sowie einem Spaltabstand von 1 mm für die Referenzbitumen und 2 mm für die GmB verwendet.

Der komplexe Schermodul G^* ist eine viskositätsbeschreibende Kenngröße und definiert den Widerstand der untersuchten Bitumenproben gegen die im Versuch erzwungene Verformung. Er entspricht dem Quotienten aus maximaler Schubspannung und maximaler Verformung. Der Phasenwinkel beschreibt die zeitliche Verschiebung zwischen der aufgetragenen Belastung und der resultierenden Verformung der Probe und somit das

viskoelastische Verhalten von Bitumen. Erfolgt die Reaktion rein elastisch, ist der Phasenwinkel 0° . Im Falle von rein viskosem Verhalten beträgt der Phasenwinkel 90° .

DSR - Multi Stage Creep Recovery-Versuche

Um den Widerstand gegen plastische Verformungen der Bitumen charakterisieren zu können, wurden Multi Stage Creep Recovery (MSCR) Versuche nach [AL MSCR-Prüfung 12] durchgeführt. Die Bitumenproben wurden hierbei für eine Dauer von einer Sekunde mit konstanter Scherspannung belastet. Anschließend folgte eine Erholungsphase von 9 Sekunden Dauer. Je Einzelversuch wurden zehn Kriech- und Erholungszyklen bei drei Scherspannungen von 0,1 kPa, 1,6 kPa und 3,2 kPa aufgebracht. Die Durchführung der Versuche erfolgte bei einer Temperatur von 60°C und mit dem Platte-Platte-System (25 mm Durchmesser). Für die Referenzvarianten wurde eine Spaltbreite von 1 mm gewählt und für die GmB eine Spaltbreite von 2 mm.

Die Berechnung der Rückverformung R und der Nachgiebigkeit J_{nr} erfolgte gemäß Gl. 3-1 und Gl. 3-2. Dabei ist eine hohe Rückverformung mit niedrigem J_{nr} Wert als günstiges plastisches Verformungsverhalten mit einem zu erwartenden hohen Widerstand gegen plastische Verformung zu interpretieren.

$$R = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_{10}}{\varepsilon_1} * 100 \quad \text{Gl. 3-1}$$

$$J_{nr} = \frac{\varepsilon_{10}}{100 * 3.2} \quad \text{Gl. 3-2}$$

mit

R	[%]	Rückverformung
J_{nr}	$[\text{kPa}^{-1}]$	Nachgiebigkeit
ε_1	[-]	Dehnung nach Belastungsende, 10. Belastungszyklus
ε_{10}	[-]	Dehnung nach 9 Sekunden Entlastung (entspricht dem Ende der Relaxationsphase).

DSR - Ermüdungsversuche

Zur Bestimmung des Ermüdungsverhaltens mit dem DSR wurden die Bitumenproben mit einer zyklischen (variierenden) Scherspannung bei 20°C und einer Frequenz von 10 Hz belastet. Dabei wurde ebenfalls ein Platte-Platte-Messsystem (Durchmesser 8 mm) mit einem Spaltabstand von 2 mm verwendet. Bei jedem Belastungsniveau wurde die zum definierten Versagenszeitpunkt ermittelte Lastwechselanzahl N der dazugehörigen elastischen Anfangsdehnung, hier definiert als die Dehnung zum Zeitpunkt des 100. Lastwechsels, in doppellogarithmischer Darstellung gegenübergestellt. Die Beständigkeit gegen Ermüdung der Referenzbitumen und der GmB (vgl. Abschnitt 3.4.1) wurde dabei in Anlehnung an das Verfahren für die Bestimmung des Ermüdungsverhaltes von Asphalten ermittelt. Gemäß [AL Sp-Asphalt 09] und [TP Asphalt-StB Teil 24] kann die Anzahl der Lastwechsel bis zur

Ermüdungsrissbildung basierend auf dem Konzept der dissipierten Energie bestimmt werden. Zu diesem Zweck wird das Produkt der Anzahl der Lastwechsel und des komplexen Schermoduls (bzw. des E-Moduls für Asphalt) gebildet und über die Anzahl der Lastwechsel aufgetragen. Das Maximum wird als Zeitpunkt der Makrorissbildung interpretiert und die zugehörige Lastwechselzahl N stellt die maximal ertragbaren Lastwechsel bei dem jeweils aufgetragenen Belastungsniveau dar. In Anlehnung an das Verfahren zur Bestimmung des Ermüdungsverhaltens von Asphalt [AL Sp-Asphalt 09] dient als funktionaler Ansatz für die Ermüdungsfunktion der Bitumen nachfolgende Gleichung:

$$N = a_1 \cdot d_{Anf}^{a_2} \quad \text{Gl. 3-3}$$

mit

N	[%]	Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen [-]
$d_{Anf.}$	[kPa ⁻¹]	Dehnung beim 100. Lastwechsel [%]
a_1, a_2	[-]	Materialparameter [-]

3.3.3 Chemische Untersuchungen

Die chemischen Untersuchungen wurden an der Professur für Holz- und Pflanzenchemie der TU Dresden durchgeführt und sind in einem separaten Bericht [FISCHER & BREMER 2022] beschrieben und diskutiert.

3.4 Probenauswahl und –vorbereitung

Nachfolgend werden in Abschnitt 3.4.1 die untersuchten Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemische zusammengefasst. Die Herstellung der Bitumen-Gummi-Gemische wird in Abschnitt 3.4.2 beschrieben.

3.4.1 Untersuchte Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemische

Grundlage für die Herstellung der Bitumen-Gummi-Gemische bildete das in Deutschland vorrangig verwendete Straßenbaubitumen Bitumen 50/70. Dieses diente gleichzeitig als Referenzbitumen so wie auch ein polymermodifiziertes Bitumen PmB 25/55-55.

Das eingesetzte Gummigranulat wurde aus LKW-Reifen durch kryogene Vermahlung gewonnen. Die Partikelgröße des Gummigranulats sowie die gewünschte Zugabemenge wurde anhand der in Abschnitt 3.1 beschriebenen Untersuchungen von Kraft [KRAFT et al. 2018] festgelegt. Die im Rahmen des Vorgängerprojektes „Entwicklung von gummimodifizierten Bindemitteln und deren Einsatz in Asphaltbefestigungen im Freistaat Sachsen“ [KRAFT et al. 2018] getesteten GmB wurden in die Untersuchungen einbezogen (Tab. 3-1).

Die in diesem Projekt untersuchten Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemische sind in Tab. 3-2 mit den jeweils in Anwendung gebrachten Alterungsszenarien aufgeführt. Die genaue Zusammensetzung der einbezogenen Varianten wird in den nachfolgenden Abschnitten differenziert erläutert.

Probenbezeichnung	nicht gealtert	RTFOT	PAV	Ozon
50/70	X	X	X	X
GmB fein 15%/GmB Lkw	X	X	X	X
PmB 25/55-55	X	X	X	X
70/100	X			
RC	X			
GmB 70/100	X			
70/100 + 30% RC	X			
70/100 + 43% RC	X			
GmB 70/100 + 30% RC	X			
GmB 70/100 + 43% RC	X			
2016_fein_15%_1	X			
2016_fein_15%_2	X			
2018_fein_15%_1	X			
2018_fein_15%_2	X			
GmB Pkw	X			

Tab. 3-2: Untersuchte Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemische

3.4.2 Herstellung der Bitumen-Gummi-Gemische

Die Herstellung der GmB erfolgte im Straßenbaulabor der TU Dresden gemäß den Vorgaben der [E GmBA 2012] bei einer Temperatur von 180°C und einer Rührgeschwindigkeit von 200 U/min. Abb. 3-1 zeigt exemplarisch zwei während des Mischprozesses ausgenommene Bilder. Die Mischzeit und –temperatur wurde anhand der Untersuchungen, beschrieben in [KRAFT et al. 2018], festgelegt (vgl. Abschnitt 3.1).



Abb. 3-1: Vorrichtung zur Einmischung von Gummi im Labor (links) und Gummi-Bitumen-Gemisch während des Mischvorgangs (rechts)

Die ausgewählten Bitumen, die beiden Referenzbitumen und ein GmB, wurden vergleichend verschiedenen Alterungsverfahren unter Laborbedingungen unterzogen: (b) RTFOT-Alterung, (c) PAV-Alterung, (a) Ozon-Alterung.

Die RTFOT- und PAV-basierte Alterung erfolgte hingegen an der Professur für Straßenbau der TU Dresden gemäß der in (Tab. 3-3) aufgelisteten Randbedingungen. Hier wurde sowohl eine Kurzzeitalterung mit dem Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT) als auch eine Langzeitalterung mit dem Pressure Ageing Vessel (PAV) simuliert (siehe Abb. 3-2).

Die ozonbasierte Alterung erfolgte ebenfalls an der Professur für Holz- und Pflanzenchemie. Für erklärende Information zum angewendeten Verfahren wird daher auf Bericht [FISCHER & BREMER 2022] verwiesen.

Kurzzeitalterung (RTFOT)	Langzeitalterung (PAV)
Temperatur: 163 °C	Temperatur: 100 °C
Dauer: 75 min	Dauer: 20 h
Luftmenge: 4,0 l/min	Druck: 2,1 MPa

Tab. 3-3: Angewendete Alterungsverfahren für die Bitumen



Abb. 3-2: RTFOT Gerät (links) und PAV Gerät (Mitte und rechts)

3.5 Ergebnisse der Bitumenuntersuchungen

Im Anschluss an die Herstellung der Bitumen-Gummi-Gemische erfolgte die Durchführung und Auswertung der konventionellen und performancebasierten Bindemittelprüfungen gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3.3.

Die die den nachfolgenden Ergebnissen zugrundeliegenden Zahlenwerte der konventionellen Bindemittelprüfungen sind in Anlage 1 enthalten und die Ergebnisse der performancebasierten Bindemittelprüfungen in Anlage 2.

Neben den gemeinhin bekannten Bitumenkennwerten, wie z. B. der EP RuK und der NP wurden auch Ergebnisse von DSR-Versuchen betrachtet. Untersuchungen mit dem DSR ermöglichen es, u. a. das plastische Verformungsverhalten oder die Beständigkeit gegen Ermüdung performancebasiert prüftechnisch anzusprechen. Ergänzend dazu erfolgen Untersuchungen der Bitumen auf chemischer Ebene. Abschließend wurden die Untersuchungsergebnisse gesamtheitlich betrachtet. Dies ermöglicht es, chemische Veränderungen durch die Gummimodifizierung und deren Auswirkungen auf das physikalische Verhalten zu identifizieren.

3.5.1 Weiterführende Untersuchungen zur Modifizierung von Bitumen mit Gummimehl

Nachfolgend wird zunächst die Reproduzierbarkeit von Ergebnissen konventioneller und performancebasierter Versuche diskutiert. Im Anschluss folgt die Bewertung unterschiedlicher Produktionschargen und Reifenarten sowie des Reaktions- und Anlöseprozesses zwischen Bitumen und Gummi.

Reproduzierbarkeit der Ergebnisse der konventionellen Versuche

Entscheidend für einen prozesssicheren Einsatz der Gummimodifizierung ist die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse bei wiederholter Herstellung. Die Ergebnisse der konventionellen Bitumenversuche aus den Jahren 2016 und 2018 ([Kraft et al. 2018]) unter Verwendung derselben Ausgangsmaterialien (Bitumen und Gummimehl) wurden dazu verglichen. Um diesen Sachverhalt zu verdeutlichen, wurde der Repetitionsindex R_{ep} für den EP RuK und die NP gemäß Gleichung Gl. 3-4 ermittelt.

$$R_{ep} = \frac{R_{Bez} * 100\%}{R_{Ref}} \quad \text{Gl. 3-4}$$

mit

R_{ep}	[%]	Repetitionsindex
R_{Bez}	[-]	Versuchsergebnis Bezugscharge (hier: Probenahmejahr 2018)
R_{Ref}	[-]	Versuchsergebnis Referenzcharge (hier: Probenahmejahr 2016)

In Abb. 3-3 und Abb. 3-4 sind die Repetitionsindizes für den EP RuK und die NP für unterschiedliche Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemische dargestellt. Hierbei sind nur geringfügige Abweichungen der Werte bei der NP zu beobachten. Die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse (NP) nimmt dabei geringfügig mit zunehmendem Anteil an Gummimehl im GmB ab. Der Repetitionsindex für den EP RuK liegt bei nahezu 100%.

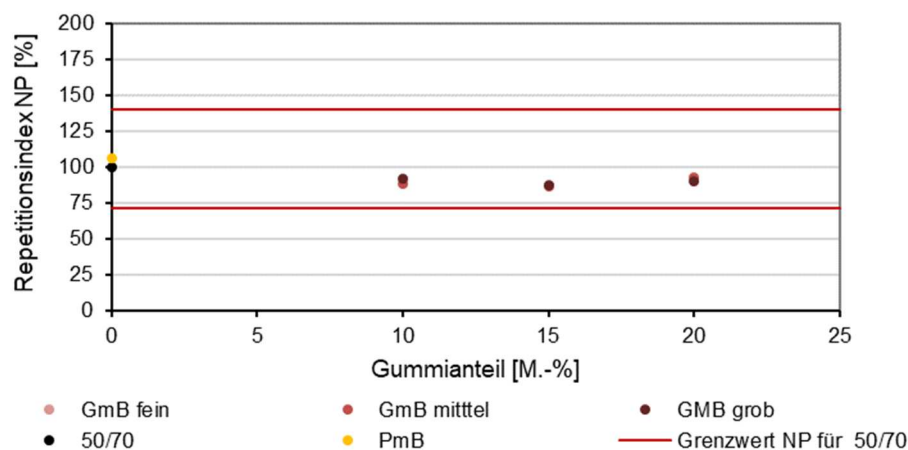


Abb. 3-3: Repetitionsindex NP für die untersuchten Bitumen; GmB mit 15% Gummianteil

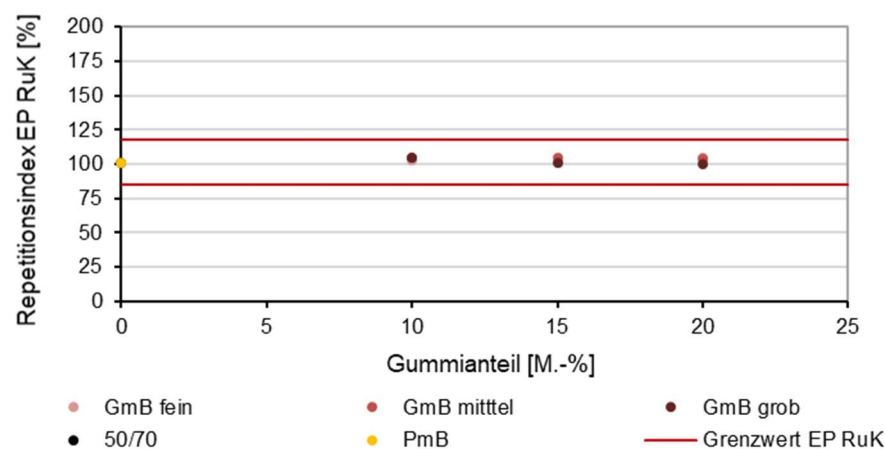


Abb. 3-4: Repetitionsindex EP RuK für die untersuchten Bitumen; GmB mit 15% Gummianteil

Reproduzierbarkeit der Ergebnisse der performancebasierten Versuche

Gemäß der voran beschriebenen Vorgehensweise sind in Abb. 3-5 und Abb. 3-6 der komplexe Schermodul und der Phasenwinkel für die untersuchten GmB aus den Jahren 2016 und 2018 in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt.

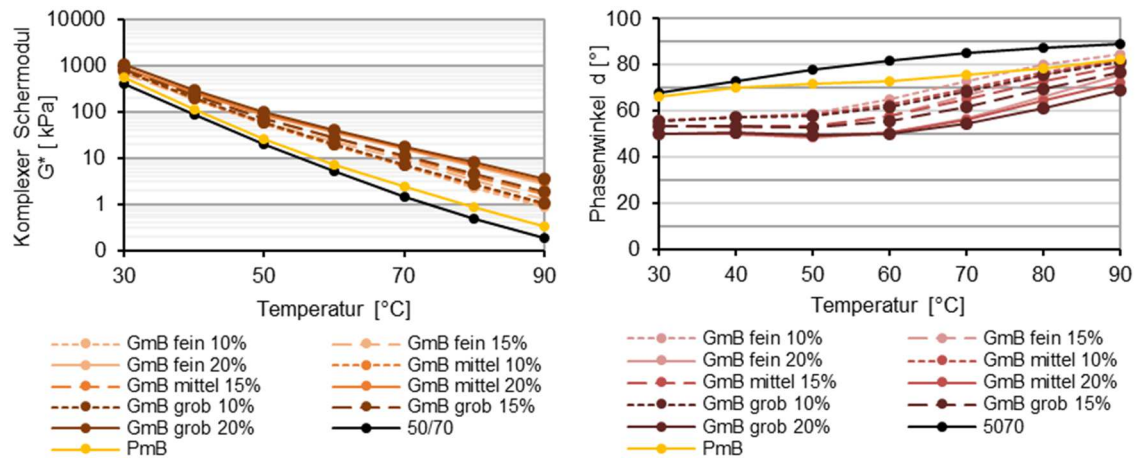


Abb. 3-5: Komplexer Schermodul (links) und Phasenwinkel (rechts) in Abhängigkeit von der Temperatur - Probenjahr 2018

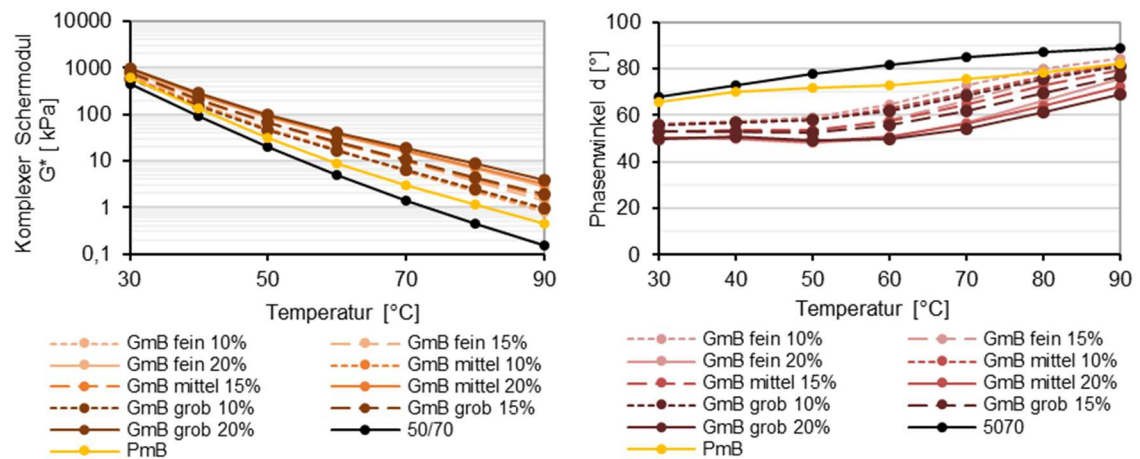


Abb. 3-6: Komplexer Schermodul (links) und Phasenwinkel (rechts) in Abhängigkeit von der Temperatur - Probenjahr 2016

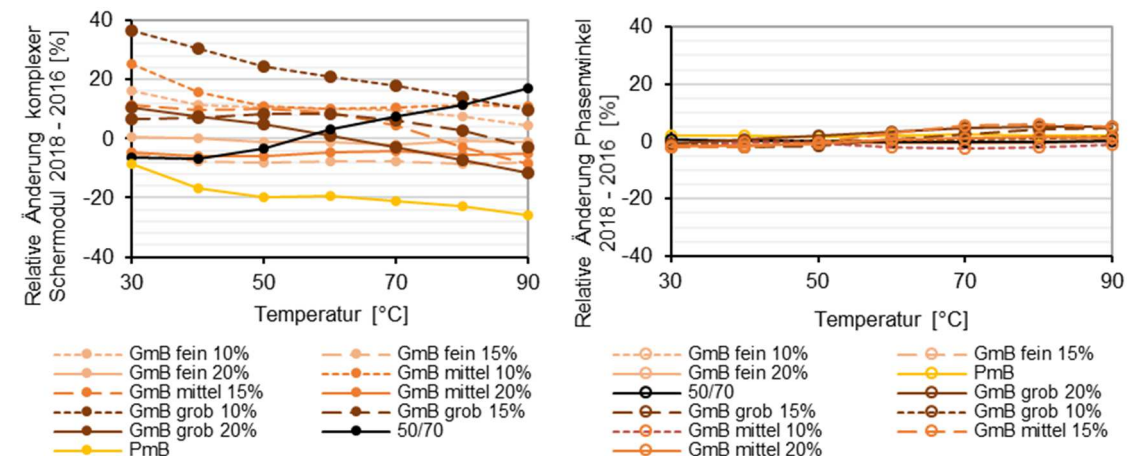


Abb. 3-7: Relative Abweichung des komplexen Schermoduls (links) und des Phasenwinkels (rechts) in Abhängigkeit von der Temperatur für die Versuche aus 2016 und 2018

Es zeigt sich, dass die Anforderungen für GmB gemäß [E GmBA 2012] für den Phasenwinkel δ (60°C) $\leq 60^{\circ}$ sowie für den komplexen Schermodul G^* (60°C) ≥ 10 kPa eingehalten sind, ausgenommen der Phasenwinkel beim Gemisch „GmB fein 10%“ von 2016 mit einem Wert von δ (60°C) = $65,2^{\circ}$. Die vorhandenen Abweichungen sind jedoch nur als geringfügige Überschreitung des geltenden Grenzwertes zu bewerten. Ein Vergleich der Absolutwerte zeigt jedoch einen signifikanten Unterschied zwischen den Werten des komplexen Schermoduls für die untersuchten GmB aus den Jahren 2016 und 2018. Bei den Phasenwinkeln sind hingegen nur geringe zeitlich bedingte Veränderungen zu erkennen.

Zur besseren Visualisierung der Unterschiede wurde die Änderung des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels (relative Änderung in %) für die untersuchten GmB aus 2016 und 2018 in Abb. 3-7 dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass bei niedrigen Zugabemengen an Gummimehl (10%) die Variation/Abweichung des komplexen Schermoduls insbesondere bei niedrigen Temperaturen höher ist als bei höheren Zugabemengen. Die Variation/Abweichung des Phasenwinkels ist gering und liegt in einem Bereich von maximal 6 %. Etwas höhere Abweichungen sind hier bei Temperaturen von $> 60^{\circ}\text{C}$ zu beobachten.

Besonders auffällig ist die ausgeprägte temperaturabhängige relative Änderung des Schermoduls des Referenzbitumens. Für die den dargestellten Untersuchungen zugrunde gelegten Untersuchungen wurde in beiden Betrachtungsjahren das gleiche Bitumen geprüft. Es ist anzunehmen, dass das Referenzbitumen während der Lagerung im Eimer vollständig oder partiell ggf. unterschiedlich stark gealtert ist. Aus den Untersuchungsergebnissen für das Referenzbitumen, erhoben in den Jahren 2016 und 2018, wurde daher für jede Prüftemperatur das absolute Maß der Alterung durch Differenzbildung bestimmt. Die Schersteifigkeiten der GmB aus dem Jahr 2018 wurden anschließend um die ermittelten Werte bzw. Differenzen bereinigt, d. h. vermutet alterungsbedingte Veränderungen wurden abgezogen. In Abb. 3-8 sind die sich nach Korrektur ergebenden Schermodule zusammenfassend dargestellt. Bei Vernachlässigung der natürlichen Bitumenalterung ist nur noch ein relativ geringer Einfluss des Zeitraums der Probennahme auf die Schersteifigkeit zu beobachten.

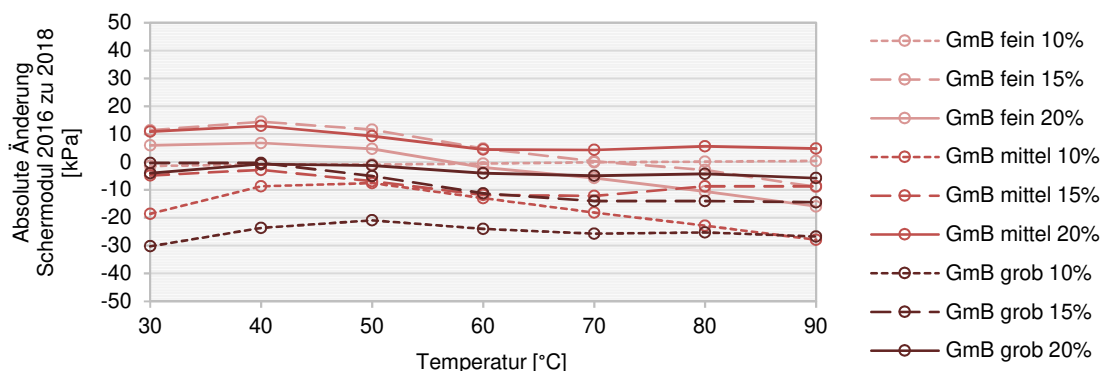


Abb. 3-8: Absolute Abweichung des komplexen Schermoduls in Abhängigkeit von der Temperatur für die Versuchsergebnisse aus 2016 und 2018 nach Bereinigung temperaturabhängiger alterungsbedingter Veränderungen der Schersteifigkeit des verwendeten nicht modifizierten Referenzbitumens

Einfluss des Zeitraums der Probenahme der Gummimehle auf das Verhalten von GmB

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurde des Weiteren untersucht, inwieweit Prüfergebnisse auch bei zu unterschiedlichen Zeitpunkten und aus unterschiedlichen Chargen entnommenen Gummimehlproben reproduzierbar sind. Der Einfluss ggf. variierender Rohstoffeigenschaften des Gummimehls auf die Ergebnisse von DSR-Versuchen wurde unter Einbeziehung des komplexen Schermoduls, des Phasenwinkels, der Nachgiebigkeit und der Ermüdungslastwechselanzahl untersucht. Hierzu wurden verschiedene GmB unter Verwendung von Gummimehlen unterschiedlicher Produktionschargen gemäß der Auflistung in Tab. 3-4 hergestellt und geprüft.

Probenbezeichnung	Entnahmezeitraum
2016_fein_15%_1	2016 – Charge 16
2016_fein_15%_2	2016 – Charge 18
2018_fein_15%_1	Mai 2018
2018_fein_15%_2	Oktober 2018

Tab. 3-4: Untersuchte GmB unterschiedlicher Chargen von 2016 und 1018

In Abb. 3-9 sind die Ergebnisse der DSR-Versuche in Form des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Dabei ist kein signifikanter Unterschied sowohl hinsichtlich des komplexen Schermoduls als auch des Phasenwinkels bei den 2016 getesteten Proben aus unterschiedlichen Chargen zu erkennen. Deutliche Unterschiede hinsichtlich der Höhe des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels sind zwischen den Proben aus dem Jahr 2016 und 2018 erkennbar.

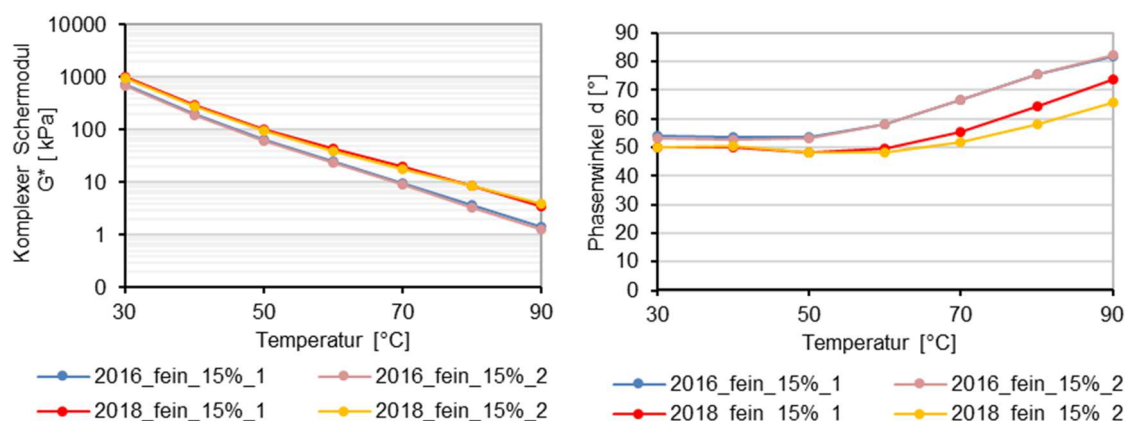


Abb. 3-9: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur für GmB unterschiedlicher Chargen

In Tab. 3-5 sind die Werte für den komplexen Schermodul und den Phasenwinkel bezogen auf eine Referenztemperatur von 60°C für die einzelnen Chargen aufgelistet. Dabei wird deutlich, dass Abweichungen von bis zu 10% vom Mittelwert des Phasenwinkels und von bis zu 32% vom Mittelwert des komplexen Schermoduls gemessen wurden. Grund für die deutlich höheren komplexen Schermoduln und geringen Phasenwinkeln der Proben aus dem Jahr 2018 könnte in einem höheren Modifizierungsgrad bei Proben aus dem Jahr 2018 gegenüber den Proben aus 2016 begründet sein.

Die Ergebnisse der chemischen Untersuchungen (Phyrollyse-GC/MS und Thermogravimetrie) deuten auf eine ähnliche Zusammensetzung der Gummimehle unterschiedlicher Reifenchargen hin. Ferner weisen die Ergebnisse der FTIR-ATR-Spektroskopie auf eine nahezu identische strukturelle Zusammensetzung der GmB hin. Die Anteile an leicht flüchtigen Komponenten, Polymeren und Füllstoffen im Gummimehl variieren jedoch. Dabei ist der Füllstoffanteil in Probe 2018_fein_15%_1 am größten. (vgl. [FISCHER & BREMER 2022])

Probenbezeichnung	G^* [kPa]	δ [°]
2016_fein_15%_1	25	58,2
2016_fein_15%_2	23	57,9
2018_fein_15%_1	43	49,7
2018_fein_15%_2	40	48,3

Tab. 3-5: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel bei einer Temperatur von 60°C für GmB unterschiedlicher Chargen

Entgegen den voran beschriebenen Erkenntnissen zeigen die Ergebnisse der durchgeführten Ermüdungsversuche (gemäß Abb. 3-10) einen deutlichen Einfluss des Zeitpunktes der Probenahme auf das untersuchte Materialverhalten. In Abb. 3-10 ist die ermittelte Anfangsdehnung in Abhängigkeit von der Ermüdungslastwechselanzahl für ein GmB, entnommen aus zwei Chargen, dargestellt. Die Unterschiede zwischen den evaluierten Ermüdungsfunktionen des GmB verschiedener Chargen sind deutlich erkennbar. Die Parameter der Ermüdungsfunktionen sind in Anlage 2 zusammengefasst.

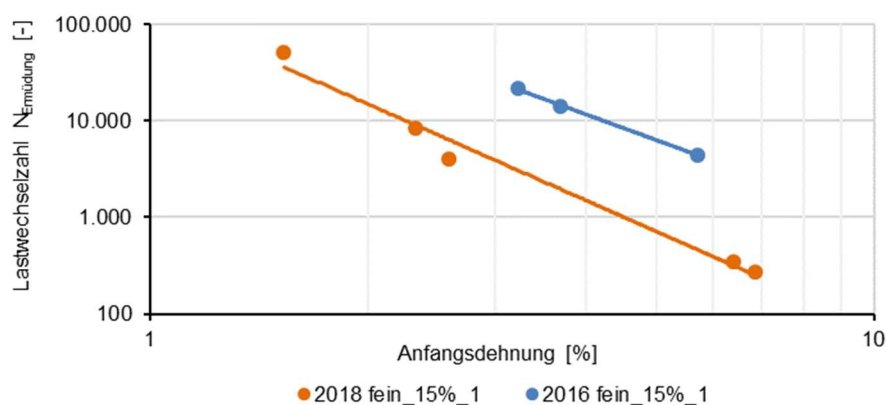


Abb. 3-10: Anfangsdehnung in Abhängigkeit von der Ermüdungslastwechselanzahl für GmB verschiedener Chargen

Im Ergebnis der Untersuchungen kann festgestellt werden, dass die Zusammensetzung der Gummimehle, und somit die Herkunft sowie der Zeitpunkt der Probenherstellung bzw. – entnahme, einen deutlichen Einfluss auf das rheologische Verhalten und das Ermüdungsverhalten von GmB haben kann.

Einfluss des Reaktions- und Anlöseprozesses zwischen Bitumen und Gummipartikeln auf das Verhalten von GmB

In die Bewertung der Auswirkungen des Reaktions- und Anlöseprozesses zwischen Gummipartikel und Bitumen auf das rheologische Verhalten von GmB wurden sowohl unterschiedliche Herstellungsbedingungen und Mischzeiten als auch variierende Mischtemperaturen einbezogen.

Hergestellt wurden verschiedene gummimodifizierte Bitumen bei Mischtemperaturen von 165, 180 und 195°C. Die Probenahme erfolgte jeweils bei unterschiedlichen Mischzeiten im 15 Minuten-Takt. Zur Bewertung der Einzelproben wurden wieder jeweils der Schermodul und der Phasenwinkel bestimmt. Die Ergebnisse sind in Abb. 3-11 zusammengefasst. Insbesondere ist ein Einfluss der Mischtemperatur auf das rheologische Verhalten von GmB bei Betrachtung des über die Mischzeit absinkenden Phasenwinkels erkennbar. Nach einer Mischzeit von bereits 45 Minuten wird bei einer Mischtemperatur von 195°C ein nahezu konstantes Niveau des Phasenwinkels (55°) erreicht. Bei niedrigeren Mischtemperaturen wird ein konstantes Niveau des Phasenwinkels erst nach längeren Mischzeiten erzielt.

Nach etwa 60 Minuten Mischzeit stellt sich ebenfalls bei einer Mischtemperatur von 195°C ein nahezu konstanter komplexer Schermodul ein. Offensichtlich findet bei einer höheren Mischtemperatur eine schnellere Reaktion zwischen den Gummipartikeln und dem Bitumen statt. Daher ist auf Grundlage der hier gewonnen Erkenntnisse eine Mischtemperatur von 195°C für die Herstellung von GmB zu empfehlen, um die Mischzeiten möglichst kurz zu halten.

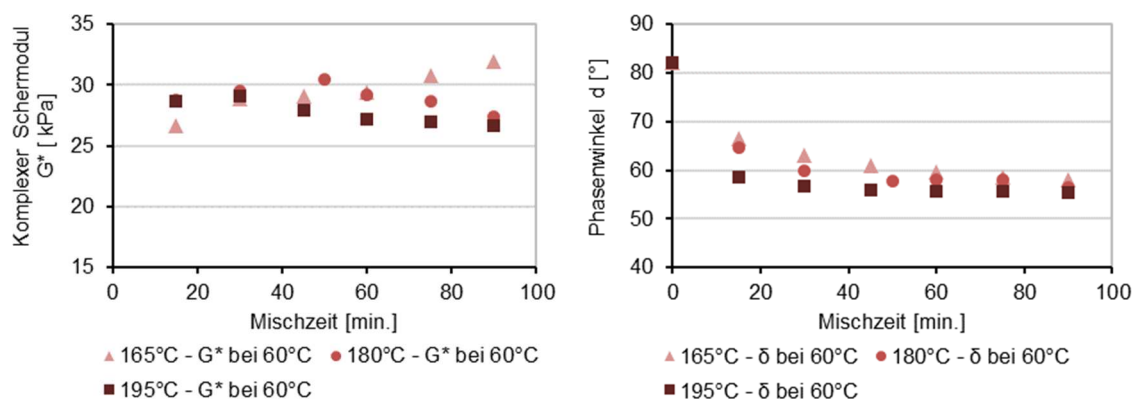


Abb. 3-11: Komplexer Schermodul (links) und Phasenwinkel (rechts) bei einer Temperatur von 60°C in Abhängigkeit von der Mischzeit für unterschiedliche Mischtemperaturen für die Probe „GmB fein 15%“

Die chemischen Untersuchungen wurden an Proben vorgenommen, die mit einer Mischzeit von 20 und 90 Minuten sowie bei 3 unterschiedlichen Mischtemperaturen hergestellt wurden. Hinsichtlich der Thermogravimetrie zeigten sich ähnliche grafische Zusammenhänge bei allen Proben. Zudem deuten die Ergebnisse der FTIR-ATR-Spektroskopie auf eine nahezu identische strukturelle Zusammensetzung aller Proben hin. Ausnahme bildet jedoch die Probe hergestellt bei einer Mischtemperatur von 165°C und einer Mischzeit von 15 Minuten. Hier liegt ein größerer Anteil niedermolekularer Bestandteile vor. Die Ergebnisse der

Rasterelektronenmikroskop-Untersuchungen bei dieser Probe zeigen zudem scharfe Kanten zwischen den Gummipartikeln und dem Bitumen. Für weitere Informationen und Darstellungen hierzu wird auf den Abschlussbericht der zweiten Forschungsstelle verwiesen. [FISCHER & BREMER 2022]

Abschließend kann resümiert werden, dass insbesondere bei höheren Temperaturen Gummimehl deutlich homogener in Bitumen eingebunden wird als bei niedrigeren Temperaturen. Scharfe Abgrenzungen zwischen den Gummipartikeln und dem Bitumen waren bei höheren Mischtemperaturen nicht zu beobachten.

Untersuchungen zum Einfluss der Reifenart auf das Verhalten von GmB

Reifen von Pkw und Lkw unterscheiden sich nicht nur hinsichtlich ihrer Geometrie sondern i. d. R. auch in ihrer chemischen Zusammensetzung. So ist bekannt, dass Lkw-Reifen üblicherweise einen höheren Naturkautschukanteil besitzen als Pkw-Reifen. Um einen möglichen Einfluss der Herkunft des Gummimehls (und somit der Zusammensetzung) auf das rheologische Verhalten von GmB bestimmen zu können, wurden zwei mit Gummipartikeln modifizierte Bitumen, hergestellt aus Pkw- und Lkw-Reifen (0,8 mm Größtkorn, ambient vermahlen, 100 Minuten optimale Mischzeit, 15 % Gummianteil), untersucht und verglichen.

Zunächst wurden die NP und der EP RuK bestimmt. Die Ergebnisse der konventionellen Bitumenuntersuchungen sind in Tab. 3-6 zusammengefasst. Für die Probe „GmB Pkw“ ist eine höhere NP und ein geringerer EP RuK als für die Probe „GmB Lkw“ festzustellen.

Probenbezeichnung	NP [0,1 mm]	EP RuK [°C]
Pkw_fein_15% (GmB Pkw)	31	66
Lkw_fein_15% (GmB Lkw)	27,5	69

Tab. 3-6: NP und EP RuK für „GmB Pkw“ und „GmB Lkw“

Neben konventionellen wurden auch hier performanceorientierte Untersuchungen mittels DSR durchgeführt. Wie in den voran beschriebenen Untersuchungen wurde auch hier die Schermoduln und Phasenwinkel gemäß Abb. 3-12 für die verschiedenen Proben verglichen. Dabei hat sich gezeigt, dass die Probe „GmB Pkw“ nahezu identische Schermoduln und Phasenwinkel im Vergleich zur Probe „GmB Lkw“ aufweist.

Hinsichtlich der Nachgiebigkeit J_{nr} , dargestellt in Abb. 3-13, ist ein etwas geringerer Wert für „GmB Lkw“ im Vergleich zu „GmB Pkw“ zu verzeichnen, d. h. die Probe „GmB Pkw“ zeigt einen etwas geringeren Widerstand gegen plastische Verformungen im Vergleich zur Probe „GmB Lkw“.

Die Ergebnisse der Untersuchungen der Ermüdungsbeständigkeit der Proben „GmB Lkw“ und „GmB Pkw“ sind in Abb. 3-14 dargestellt. Die beiden Ermüdungsfunktionen zeigen kaum Unterschiede. Die Parameter der evaluierten Ermüdungsfunktionen sind in Anlage 2 zusammengefasst.

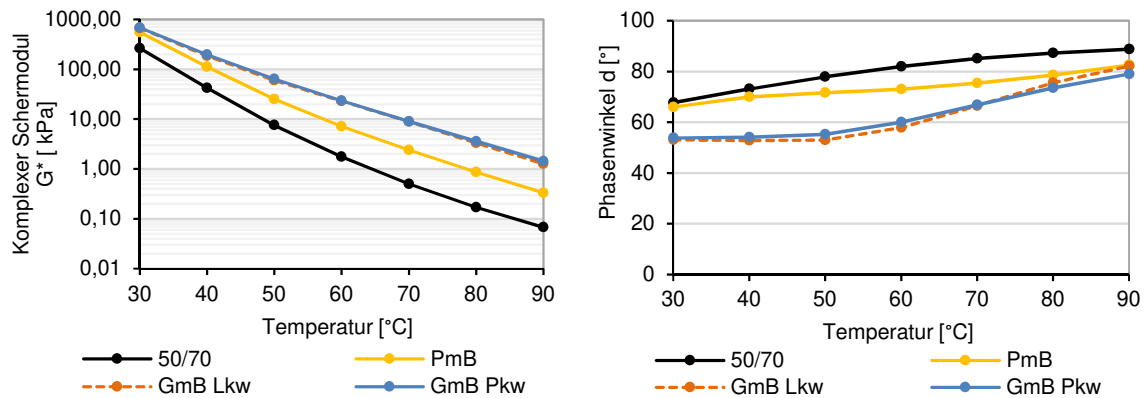


Abb. 3-12: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur - Vergleich GmB Pkw und GmB Lkw

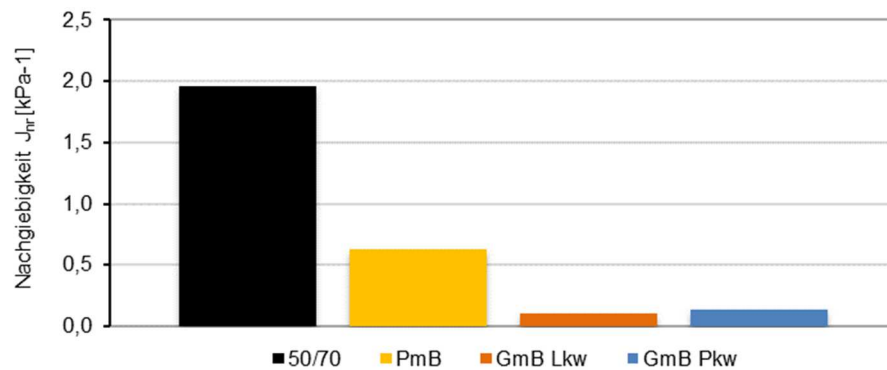


Abb. 3-13: Ergebnisse der MSCR Versuche - Vergleich GmB Pkw und Lkw

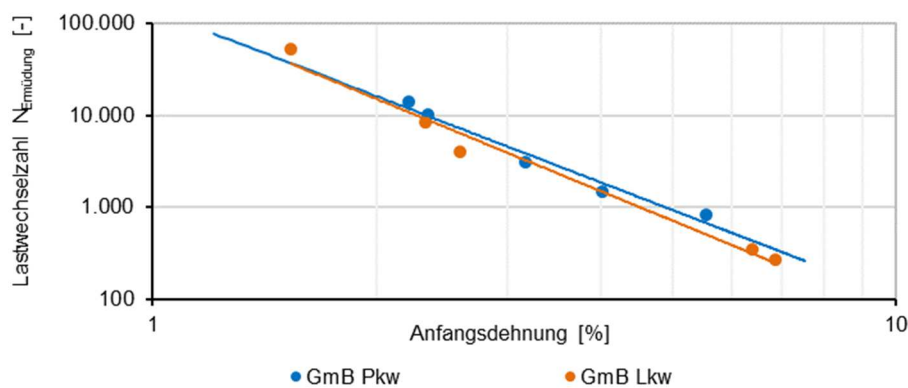


Abb. 3-14: Ergebnisse der Ermüdungsversuche - Vergleich GmB Pkw und Lkw

Die festgestellten geringfügigen Unterschiede im Verhalten zwischen GmB Pkw und Lkw sind möglicherweise durch den niedrigeren Naturkautschukanteil der Pkw Reifen im Vergleich zu den Lkw Reifen begründet.

Die Ergebnisse der FTIR-ATR-Spektroskopie an den beiden Gummimehlen haben gezeigt, dass Unterschiede hinsichtlich der Füllstoffe und Anteile an Naturkautschuk und Styrol-Bu-

tadien-Kautschuk im Pkw- und Lkw-Gummimehl bestehen. Die Thermoanalyse ergab zudem, dass im Pkw-Gummimehl ein höherer Anteil an anorganischen Füllstoffen sowie ein geringerer Anteil an Polymeren und Ruß enthalten sind. Anhand der FTIR-ATR-Spektroskopie am GmB PKW und am GmB LKW wurden aufgrund des relativ geringen Anteils an Gummimehl im GmB jedoch nahezu identische Spektren für beide Materialien festgestellt. Die Thermoanalyse zeigt ebenfalls ähnliche funktionale Abhängigkeiten für die Proben „GmB Pkw“ und „GmB Lkw“. Dies entspricht dem festgestellten fast identischen rheologischen Verhalten und plastischen Verformungsverhalten beider Proben.

3.5.2 Einfluss der Gummimodifizierung auf das Alterungsverhalten von Bitumen

Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurden ausgewählte Bitumen mit dem RTFOT, PAV sowie mit Ozon gemäß den Ausführungen in Abschnitt 3.4 gealtert. Zur Bewertung des Einflusses der Gummimodifizierung von Bitumen auf das Alterungsverhalten von Bitumen wurden ebenfalls konventionelle und performanceorientierte Bitumenuntersuchungen durchgeführt.

Eine Bewertung der Veränderung relevanter Eigenschaften bitumgebundener Materialien infolge Alterung kann anhand der Berechnung eines Alterungsindex AI gemäß Gleichung Gl. 3-5 erfolgen und ist auf beliebige Kenngrößen anwendbar.

Ein Alterungsindex nahe 1 entspricht einem günstigen Alterungsverhalten (keine signifikante Änderung der physikalischen Eigenschaft durch Alterung). Je stärker der Alterungsindex von 1 abweicht, desto alterungsempfindlicher ist das Material.

$$AI = \frac{P_{gealtert}}{P_{ungealtert}} \quad \text{Gl. 3-5}$$

mit

$P_{ungealtert}$	[-]	beliebige physikalische Eigenschaft, gemessen an nicht gealterter Materialprobe (z. B. EP RuK)
$P_{gealtert}$	[-]	gleiche physikalische Eigenschaft, gemessen nach Alterung der Materialprobe

Konventionelle Bitumenuntersuchungen

Im Rahmen des Forschungsprojektes wurden ausgewählte Bitumen mit dem RTFOT, PAV sowie mit Ozon gealtert und danach die NP und der EP RuK bestimmt. Zunächst ist festzustellen, dass für die untersuchten GmB die Grenzwerte nach [E GmBA] hinsichtlich Alterung eingehalten werden. Zur Ermittlung des Alterungsindex $AI_{EP\ RuK}$ und AI_{NP} wurden der EP RuK und die NP der Bitumen unterschiedlicher Alterungsstufen herangezogen. Dabei entspricht ein Alterungsindex nahe 1 einem günstigsten Alterungsverhalten (keine signifikante Änderung der physikalischen Eigenschaft durch Alterung). Je niedriger der AI_{NP} und je höher der AI_{RuK} ist, desto alterungsempfindlicher ist das Bitumen.

In Abb. 3-15 und Abb. 3-16 sind die Alterungsindices für die NP dargestellt. Die Alterungsindices für die Referenzbitumen (Bitumen 50/70 und PmB) sind deutlich niedriger als die der anderen - d.h. diese Bitumen sind als alterungsempfindlich zu bewerten. Im Gegensatz dazu ist eine vergleichsweise geringe Alterungsempfindlichkeit infolge RTFOT Alterung insbesondere für GmB mit 10% und 15% Gummianteil zu beobachten. Der $A_{NP RTFOT}$ nimmt jedoch mit zunehmendem Gummianteil ab. Im Gegensatz dazu nimmt der $A_{NP PAV}$ tendenziell mit zunehmendem Gummianteil zu. Die GmB zeigen im Allgemeinen eine deutlich geringere Alterungsempfindlichkeit infolge Alterung im Vergleich zu den Referenzbitumen.

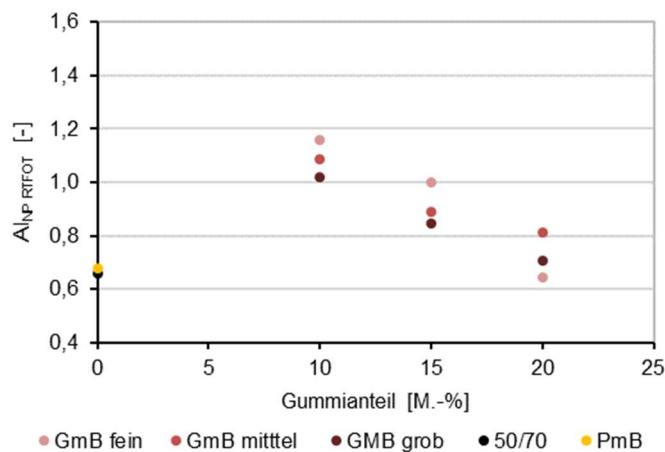


Abb. 3-15: A_{NP} für RTFOT gealterte Bitumen

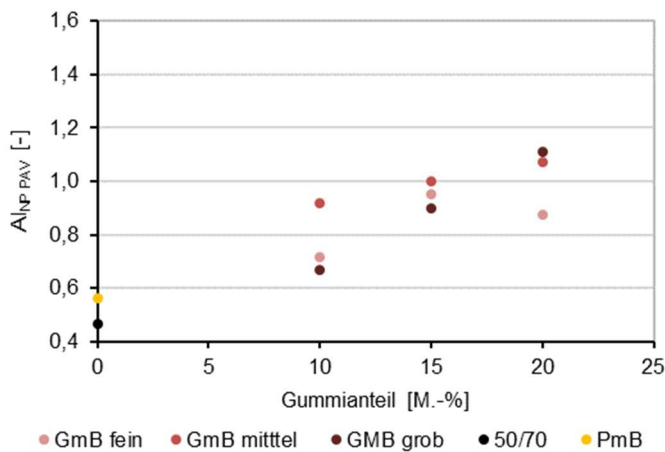


Abb. 3-16: A_{NP} für PAV gealterte Bitumen

In Abb. 3-17 und Abb. 3-18 sind die Alterungsindices für den EP RuK aufgeführt. Es ist festzustellen, dass der $A_{EP RuK RTFOT}$ von GmB nahezu 1 ist, was auf eine geringe Alterungsempfindlichkeit infolge RTFOT Alterung der GmB hindeutet. Dies ist für die GmB mit 20 % Gummianteil nicht äquivalent zu den Ergebnissen der NP. Der $A_{EP RuK RTFOT}$ für das Referenzbitumen 50/70 und das PmB ist relativ hoch. Demgegenüber weisen die GmB mit 10 % und 15 % Gummianteil recht hohe und mit dem Referenzbitumen vergleichbare $A_{EP RuK PAV}$

auf. Dies deutet auf eine im Vergleich zu den GmB mit 20 % Gummimehl hohe Alterungsempfindlichkeit infolge PAV Alterung hin.

Zusammenfassend lässt sich anhand dieser Untersuchungen feststellen, dass ein höherer Gummianteil (hier: GmB mit 20 % Gummimehl) das Alterungsverhalten tendenziell positiv beeinflusst, worauf hohe AI_{NP} und niedrige $AI_{EP\ RUK}$ (im Bereich von 1) infolge PAV Alterung hindeuten. Ein nennenswerter Einfluss der Sieblinie der Gummimehle auf die Alterungsempfindlichkeit der GmB ist anhand dieser Untersuchungen nicht zu erkennen.

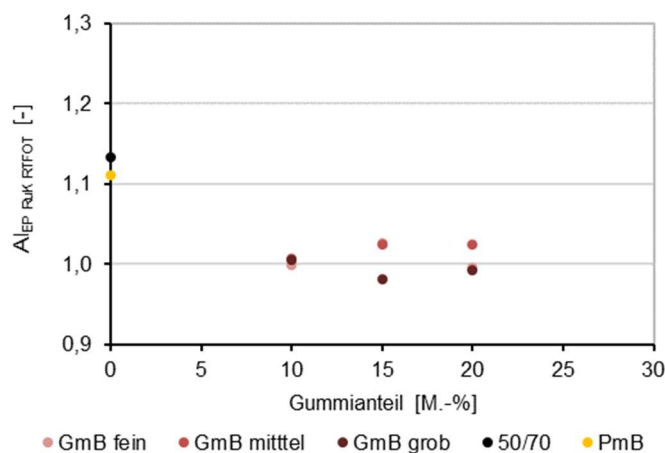


Abb. 3-17: $AI_{EP\ RUK}$ für RTFOT gealterte Bitumen

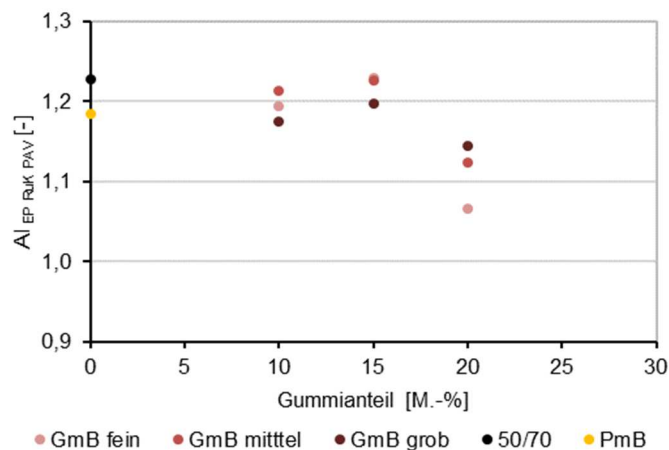


Abb. 3-18: $AI_{EP\ RUK}$ für PAV gealterte Bitumen

Performancebasierte Bitumenuntersuchungen

Die Bewertung des Einflusses verschiedener Alterungsszenarien auf Grundlage der Ergebnisse von performancebasierten Bitumenuntersuchungen erfolgte sowohl unter Einbeziehung von RTFOT- und PAV- als auch von Ozon-gealterten Proben.

Alterungsindex

Für die Bestimmung der Alterungsindizes $AI_{\text{Steifigkeit}}$ wurde der komplexe Schermodul bei 30°C und 60°C herangezogen. Die berechneten Alterungsindizes sind in Abb. 3-19 bis Abb. 3-21 dargestellt und werden in Abb. 3-22 nochmals vergleichend für die drei in Anwendung gebrachten Alterungsverfahren gegenüber gestellt.

Es zeigt sich, dass für die untersuchten GmB der Alterungsindex auf relativ konstant niedrigem Niveau zwischen 1 und 1,5 liegt. Die Referenzbitumen, hier insbesondere das Bitumen 50/70, weisen einen vergleichsweise hohen $AI_{\text{Steifigkeit}}$ von 2 bis 2,5 infolge RTFOT-Alterung auf. Das bedeutet, dass die Referenzbitumen deutlich alterungsempfindlicher sind als die GmB-Proben.

Ein ähnliches Bild zeigt sich hinsichtlich des $AI_{\text{Steifigkeit}}$ infolge PAV Alterung. Der $AI_{\text{SteifigkeitPAV}}$ liegt für die GmB-Proben in einem Bereich von 2 bei einer Prüftemperatur von 30°C und 60°C und ist ebenfalls deutlich niedriger als die $AI_{\text{Steifigkeit}}$ der Referenzbitumen.

Eine Behandlung mit Ozon bewirkt eine deutlich stärkere Alterung (Versteifung) der Bitumen im Vergleich zur PAV Alterung. Der $AI_{\text{Steifigkeit Ozon}}$ liegt für die untersuchten Bitumen in einem Bereich von 4 bis 9. Dabei zeigt sich, dass wiederum das Bitumen 50/70 sehr alterungsempfindlich ist, gefolgt vom PmB. Es ist zu erkennen, dass eine Modifizierung durch Gummi bzw. Polymere das Alterungsverhalten von Bitumen positiv beeinflusst. Der $AI_{\text{Steifigkeit Ozon}}$ liegt für die GmB-Proben in einem Bereich von 4 - 5 und ist somit deutlich niedriger als die $AI_{\text{Steifigkeit Ozon}}$ des Referenzbitumens 50/70.

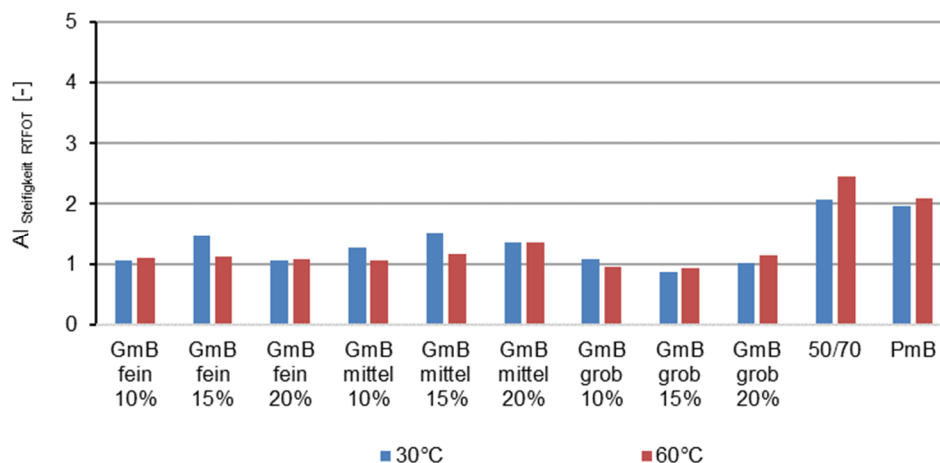


Abb. 3-19: $AI_{\text{Steifigkeit}}$ für RTFOT gealterte Bitumen

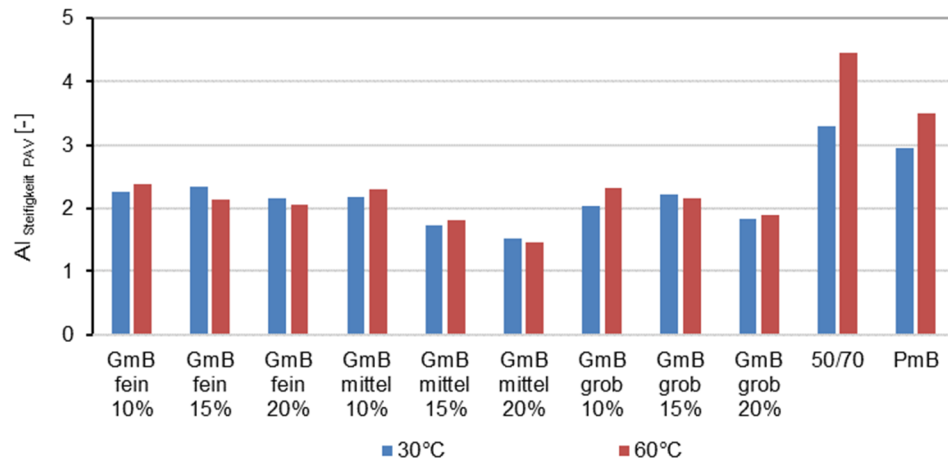


Abb. 3-20: $A|_{\text{Steifigkeit}}$ für PAV gealterte Bitumen

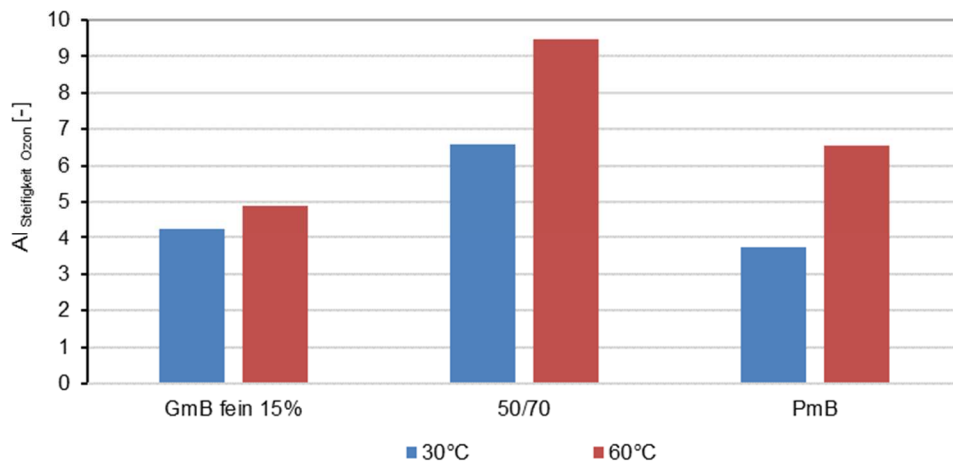


Abb. 3-21: $A|_{\text{Steifigkeit}}$ für Ozon gealterte Bitumen

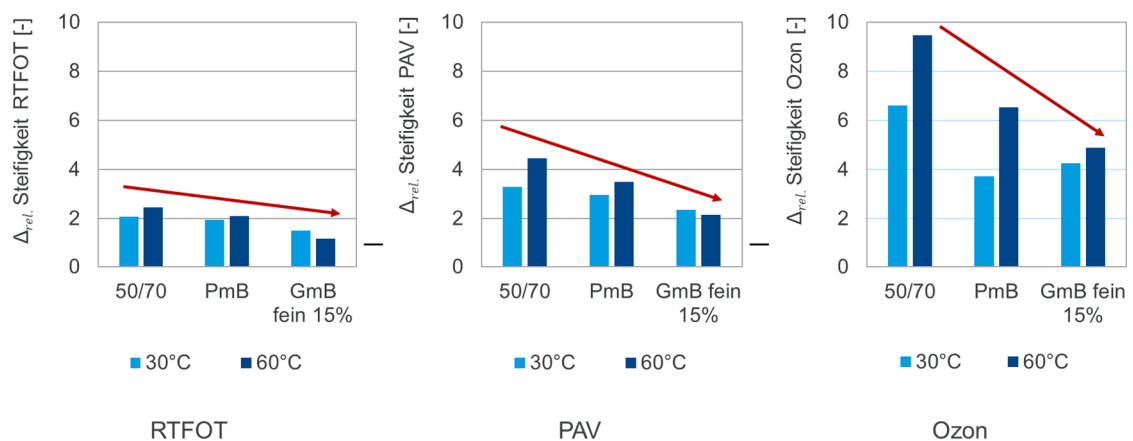


Abb. 3-22: $A|_{\text{Steifigkeit}}$ für RTFOT, PAV und Ozon gealterte Bitumen

Ermüdungsverhalten

Zur Bewertung der Ermüdungsbeständigkeit in Abhängigkeit vom Alterungsverfahren (hier: RTFOT- und PAV-Alterung) wurden wieder mittels DSR-Versuche Ermüdungsfunktionen erstellt und anschließend gemäß Abb. 3-23 mit denen nicht gealterter Proben verglichen. Die Parameter der Ermüdungsfunktionen sind in Anlage 2 zusammengefasst.

Aus den Diagrammen in Abb. 3-23 wird ersichtlich, dass das Bitumen 50/70 die deutlichsten Veränderungen des Ermüdungsverhaltens infolge Alterung aufweist. Mit fortschreitender Alterung ist hier ein prinzipieller Anstieg der Anzahl der Lastwechsel bis zum Versagen zu beobachten. Diese vermeintlich positive Veränderung ist mit Vorsicht zu interpretieren, da ein fortlaufender Alterungsprozess zu einer zunehmenden Versprödung führt, die ab einem gewissen Punkt eine Verringerung der Anzahl an Ermüdungslastwechselanzahl bei gleichem Dehnungsniveau bewirkt. Dieser Punkt ist hier jedoch offensichtlich noch nicht erreicht. Bei dem einbezogenem PmB und GmB liegen die Ermüdungsfunktionen näher beieinander, jedoch unterschiedlich orientiert. Das bedeutet, dass bei den untersuchten modifizierten Bitumen eine wesentlich geringere Veränderung der Ermüdungsfunktionen infolge RTFOT- und PAV-Alterung zu beobachten ist.

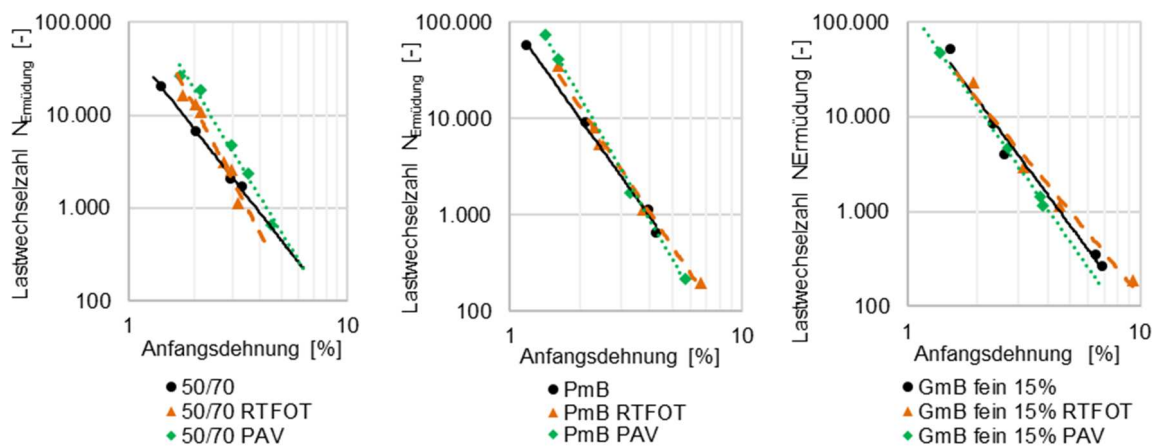


Abb. 3-23: Ermüdungsfunktionen für verschiedene Bitumen und Alterungsverfahren

Die Bewertung der Nachgiebigkeit J_n erfolgte ebenfalls für RTFOT- und PAV-gealterte Proben sowie für die nicht gealterten Referenzbitumen. In Abb. 3-24 bis Abb. 3-26 sind die bei einer Prüftemperatur von 60°C ermittelten Nachgiebigkeiten J_{nr} dargestellt.

Im Vergleich zum nicht modifizierten Bitumen 50/70 zeigen alle GmB-Varianten eine hohe Beständigkeit gegen plastische Verformung – ausgedrückt durch niedrige Werte der Nachgiebigkeit J_{nr} . Mit steigendem Gummianteil nimmt die Nachgiebigkeit J_{nr} weiter ab. Das Bitumen 50/70 weist mit zunehmender Alterung eine deutliche Abnahme der Nachgiebigkeit auf. Das plastische Verformungsverhalten des PmB kann mit dem der Probe „GmB mittel“ verglichen werden.

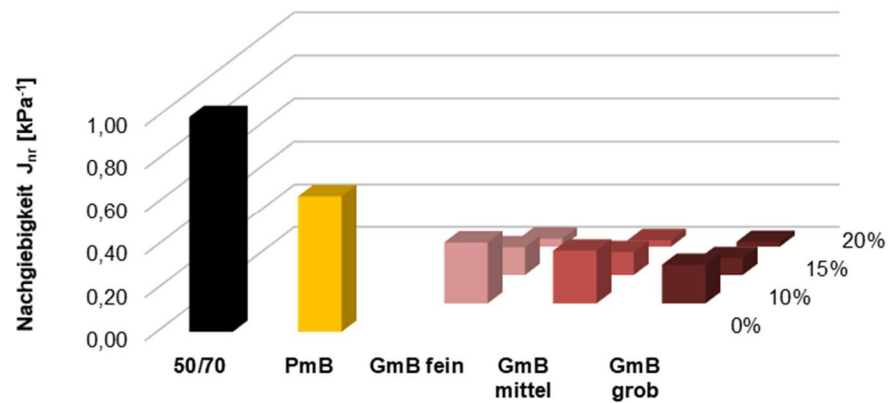


Abb. 3-24: Nachgiebigkeit J_{nr} für nicht gealterte Bitumen bei 60°C

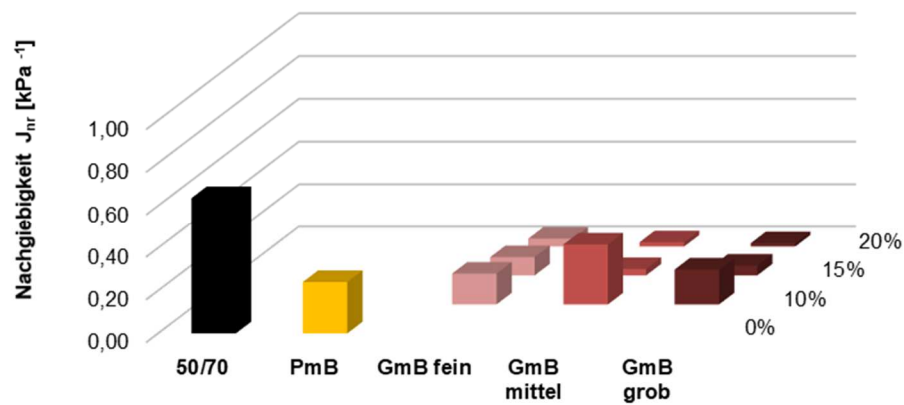


Abb. 3-25: Nachgiebigkeit J_{nr} für RTFOT-gealterte Bitumen bei 60°C

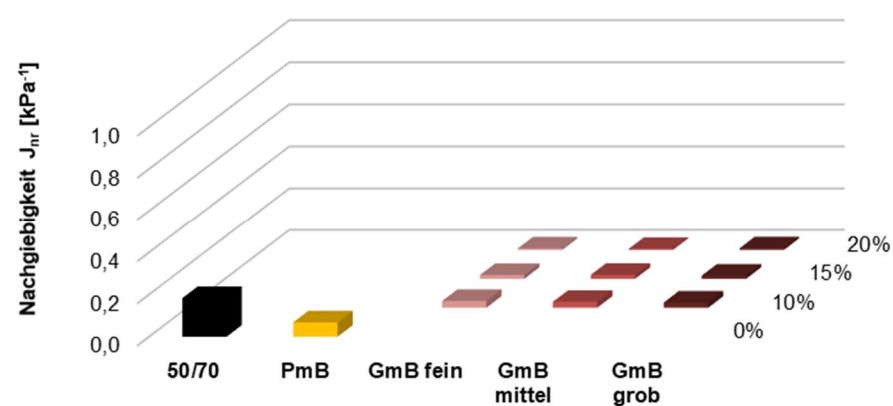


Abb. 3-26: Nachgiebigkeit J_{nr} für PAV-gealterte Bitumen bei 60°C

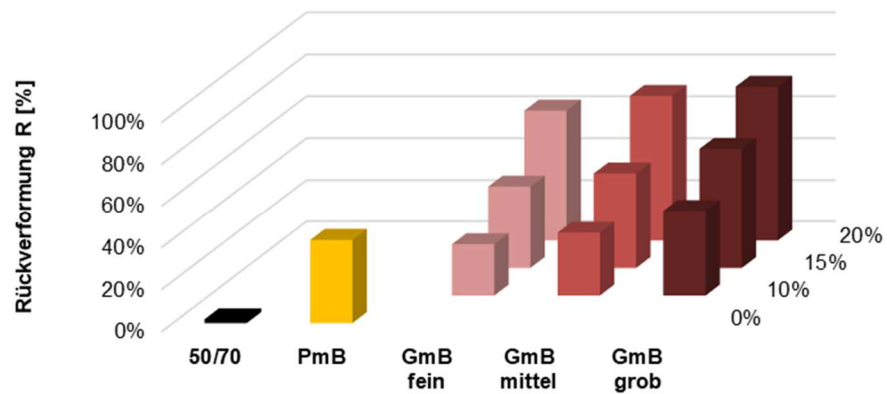


Abb. 3-27: Rückverformung R für nicht gealterte Bitumen bei 60°C

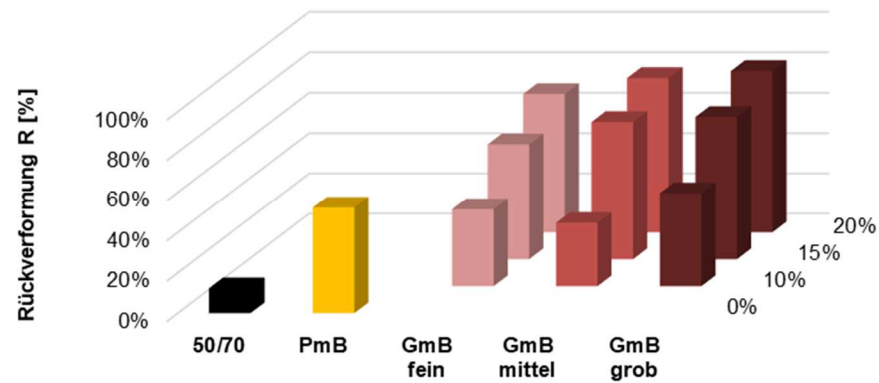


Abb. 3-28: Rückverformung R für RTFOT gealterte Bitumen bei 60°C

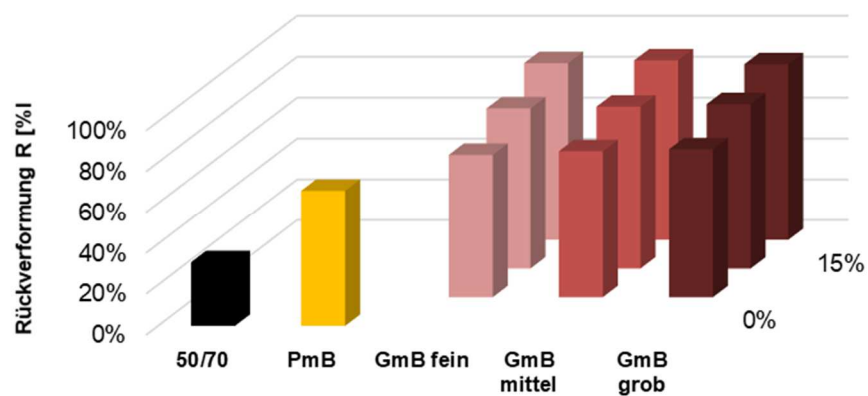


Abb. 3-29: Rückverformung R für PAV gealterte Bitumen bei 60°C

Die Rückverformung R wurde für die gleichen Bitumen bzw. Bitumen-Gummi-Gemische ermittelt wie auch die Nachgiebigkeit J_n . In Abb. 3-27 bis Abb. 3-29 sind die ermittelten

Rückverformungen R für die RTFOT- und PAV-gealterten Proben sowie für die nicht gealterten Referenzbitumen zusammengefasst. Bei allen untersuchten Bitumen ist eine Zunahme der Rückverformung infolge Alterung zu verzeichnen. Eine besonders ausgeprägte Rückverformung ist bei den GmB mit hohen Gummiantteilen zu beobachten. Während das Bitumen 50/70 einer deutlichen Veränderung des plastischen Verformungsverhaltens infolge Alterung unterworfen ist, ist dies bei den modifizierten Bindemitteln nur in geringem Maß zu beobachten. Offenbar führt eine Gummi- oder Polymermodifizierung von Bitumen zu einer relativ geringeren Änderung des plastischen Verformungsverhaltens infolge Alterung, ausgedrückt durch eine geringe Änderung der J_{nr} Werte.

Zusammenfassung und Fazit

Um den Einfluss der Gummimodifizierung auf das Verhalten von gealterten und nicht gealterten Bitumen zu bewerten, wurden umfangreiche Laborversuche durchgeführt. Zunächst wurden die Auswirkungen der Gummimodifikation auf die Ergebnisse konventioneller Bitumenuntersuchungen analysiert. Darüber hinaus wurden performancebasierte Versuche mit dem DSR durchgeführt. Ziel war es, zu analysieren, wie eine Bindemittelmodifikation unter Verwendung von Gummimehl das Alterungsverhalten von Bitumen verändert. Die Ergebnisse der Versuche lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Bei den konventionellen Bindemittelprüfungen führt die Gummimodifikation zu einer geringeren Veränderung der charakteristischen Bitumenkennwerte infolge Alterung.
- Ein deutlich höherer Anstieg des komplexen Schermoduls sowohl nach Kurz- als auch nach Langzeitalterung ist für beide Referenzbitumen im Vergleich zu den GmB zu beobachten. Alle GmB erfahren eine deutliche Versteifung infolge Alterung im Vergleich zu den Referenzbitumen.
- Gleiches gilt für den Phasenwinkel, der sich bei allen GmB im Vergleich zum Referenzbitumen infolge Alterung weniger stark verändert.
- Das PmB und die GmB weisen ähnliche Ermüdungsfunktionen bei verschiedenen Alterungsstufen auf.
- Während das Bitumen 50/70 einer deutlichen Veränderung des plastischen Verformungsverhaltens infolge Alterung unterworfen ist (deutliche Änderung der J_{nr} Werte), ist dies bei den modifizierten Bindemitteln (PmB und GmB) nur in geringem Maß zu beobachten. Die untersuchten GmB weisen bei allen Alterungsstufen einen hohen Widerstand gegen plastische Verformungen auf.
- Die Partikelgröße scheint keinen signifikanten Einfluss auf die Veränderung der Bindemittelkennwerte infolge Alterung zu haben.

Daraus kann geschlussfolgert werden, dass die Verwendung von Gummimehl als Bindemittelmodifikator zu deutlich geringeren alterungsbedingten Eigenschaftsänderungen führt, als nicht modifizierte und polymermodifizierte Bitumen. Eine Gummimodifizierung hat somit einen positiven Einfluss auf das Alterungsverhalten sowohl im Vergleich zum getesteten Bitumen 50/70 als auch zum PmB. Es sind jedoch weitere Untersuchungen erforderlich, um

die Ergebnisse auf Asphaltebene zu verifizieren. Außerdem gilt zu klären, ob es sich bei dem beobachteten Verhalten der GmB um eine physikalische Verbesserung oder eine tatsächliche chemische Reaktion handelt, die zu einer geringeren Alterung der GmB führt.

Aus den chemischen Untersuchungen geht hervor, dass bei den verschiedenen Alterungsverfahren (RTFOT, PAV und Ozon) unterschiedliche chemische Prozesse ablaufen und diese zudem mit unterschiedlicher Intensität stattfinden. In der Regel findet ein Polymerabbau statt, welcher sich am deutlichsten in der Zunahme des Gehaltes niedermolekularer Verbindungen sowie an der Erniedrigung der Polymerzersetzungstemperaturen ausdrückt. Daneben kommt es zu einer Oxidation mit der Bildung von Alkoholen, Ethern, Carbonylverbindungen und Estern. Die Modifizierung von Bitumen führt sowohl beim PmB als auch beim GmB zu einer Verringerung der Alterungsprozesse. In beiden Varianten werden Verbindungen mit ungesättigten Bindungen eingesetzt, welche als Radikalfänger fungieren können. Dies kann sowohl den Polymerabbau als auch die Oxidation verringern. Jedoch ist der Effekt auf die beiden Prozesse unterschiedlich. Während beim PmB der Polymerabbau deutlich verringert wird, ist beim GmB auch die Oxidation stark reduziert. [FISCHER & BREMER 2022]

3.5.3 Einfluss der Gummizugabe bei der Wiederverwendung von rückgewonnenem Straßenbaubitumen aus Ausbauasphalt

Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurde des Weiteren der Einfluss der Zugabe von Gummimehl (hier: Zugabemenge 15%, Partikelgröße fein) auf das Verhalten von Bitumen mit rückgewonnenem Straßenbaubitumen aus Ausbauasphalt untersucht. Gemäß [TL Asphalt-StB 07] wird die derzeit empfohlene maximal mögliche Zugabemenge an Ausbauasphalt in Deutschland über die Gleichmäßigkeit des Granulates, welche mit Hilfe der Spannweite von bestimmten Merkmalen (Kornanteil Füller, feine und grobe Gesteinskörnung sowie Bindemittelgehalt und EP RuK) ermittelt wird, sowie über die maschinentechnischen Möglichkeiten der Asphaltmischanlage beurteilt. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens erfolgte zunächst die Festlegung der Zugabemenge des RC-Bitumens aus Asphaltgranulat über den Bindemittelkennwert EP RuK. In Deutschland wird bei der Zugabe von Asphaltgranulat für die Ermittlung des rechnerischen EP RuK [TL Asphalt-StB 07] Gleichung Gl. 3-6 verwendet.

$$T_{RuKmix} = a * T_{RuK1} + b * T_{RuK2} \quad \text{Gl. 3-6}$$

mit

T_{RuKmix}	[°C]	EP RuK des Bindemittels im resultierenden Asphaltmischgut
a	[M.-%]	Masseanteil a des aus dem Asphaltgranulat rückgewonnenen Bindemittels
b	[M.-%]	Masseanteil b des Zugabebindemittels

Nach [TL Asphalt-StB 07] muss bei der Zugabe von Asphaltgranulat T_{RuKmix} innerhalb der Sortenspanne des geforderten Bindemittels liegen. Um diese Anforderungen erfüllen zu können, kann dafür entweder ein Bindemittel mit derselben Spezifikation wie das geforderte

Bindemittel oder ein Bindemittel, welches höchstens eine Sorte weicher als das geforderte Bindemittel ist, zum Einsatz kommen.

Um die Bindemittelkennwerte des Bitumens 50/70 im resultierenden Bitumen zu erzielen, war es notwendig, ein weicheres Zugabebindemittel (70/100) für die Untersuchungen zu wählen. Im Rahmen des Forschungsvorhabens erfolgte zunächst die versuchstechnische Bestimmung der Bindemittelkennwerte EP RuK und NP an den Bindemittelproben mit unterschiedlichen Mischungsverhältnissen des RC-Bitumens und dem Zugabebindemittel 70/100. Nach Anwendung von Gleichung Gl. 3-6 zur Berechnung möglicher Zugabemengen wurden die in Tab. 3-7 gelisteten Zugabemengen an RC-Bitumen festgelegt.

Probenbezeichnung	70/100 + 30% RC	70/100 + 43% RC
Anteil RC-Bitumen [M.-%]	30	43
Zugabebindemittel [-]	70/100	70/100
Anteil Zugabebindemittel [M.-%]	70	57

Tab. 3-7: Zugabemengen an RC Bitumen

Zur Bewertung und zum Vergleich des mechanischen Verhaltens der unterschiedlich modifizierten Bitumen wurden wieder konventionelle und performanceorientierte Bitumenuntersuchungen in Anwendung gebracht.

Konventionelle Bitumenprüfungen

An den unterschiedlich modifizierten Bitumen wurden wieder die NP sowie der EP RuK bestimmt und den Vergleichswerten der Referenzvarianten gegenüber gestellt. Tab. 3-8 bietet eine Zusammenfassung aller ermittelten Kennwerte. Es zeigt sich, dass die NP sowie der EP RuK der GmB mit und ohne RC-Anteil ähnliche sind. Das nicht modifizierte Bitumen 70/100 mit RC-Anteil (70/100 + 30% RC und 70/100 + 43% RC) weist eine deutlich höhere NP sowie einen geringeren EP RuK auf als das GmB 70/100 mit RC-Anteil.

Probenbezeichnung	NP [0,1 mm]	EP RuK [°C]
50/70	50	52,7
70/100	73,5	46
RC	19,7	64,5
GmB 70/100	27,7	68
70/100 + 30% RC	48,8	46,8
70/100 + 43% RC	53,2	47,4
GmB 70/100 + 30% RC	31	63,6
GmB 70/100 + 43% RC	27,4	66,4

Tab. 3-8: Vergleich der konventionellen Bindemittelkennwerte (Gummianteil von 15% bei GmB)

Performanceorientierte Bitumenprüfungen

Zur Bewertung gebrauchtsverhaltensorientierter Bitumeneigenschaften wurden mittels DSR Temperatursweep-Versuche durchgeführt und der komplexe Schermodul sowie der Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur bestimmt. Die entsprechenden Ergebnisse sind in Abb. 3-30 bis Abb. 3-33 zusammengefasst.

Es wird deutlich, dass, wie zu erwarten, das RC-Bitumen einen höheren komplexen Schermodul besitzt als das Bitumen 70/100 mit und ohne RC-Anteil (Parallelverschiebung der Schermodul-Temperaturfunktion). Mit steigendem RC-Anteil des Bitumens 70/100 ist auch ein höherer komplexer Schermodul zu beobachten. Die Zugabe von Gummimehl zum Bitumen 70/100 mit RC bewirkt eine deutliche Zunahme des komplexen Schermoduls. Dabei wurden für die GmB mit und ohne RC-Anteil sehr ähnliche komplexe Schermoduln in Abhängigkeit von der Temperatur gemessen (fast identische Schermodul-Temperaturfunktion).

Bei Betrachtung des Phasenwinkels zeigt sich, dass das RC Bitumen bedingt durch die fortgeschrittene Alterung einen deutlich geringeren Phasenwinkel besitzt als das Straßenbaubitumen mit und ohne RC Anteil. Ferner ist zu erkennen, dass die Zugabe von Gummimehl zum RC Bitumen einen erkennbaren Einfluss auf das Materialverhalten von Bitumen in Form einer deutlichen Verringerung des Phasenwinkels hat.

Zur Bewertung des Ermüdungsverhaltens wurden auch hier mit dem DSR Ermüdungsversuche durchgeführt. In Abb. 3-34 und Abb. 3-35 sind die Ermüdungsfunktionen der untersuchten Bitumen dargestellt. Im Anlage 2 sind die ermittelten Parameter der Ermüdungsfunktionen zusammengefasst.

Der Vergleich der Ermüdungsfunktionen zeigt ein vom RC-Anteil abhängiges unterschiedliches Ermüdungsverhalten der Bitumen. Die Ermüdungsfunktion des RC Bitumens verläuft im Vergleich zu denen der Bitumen 50/70, 70/100 + 30% RC und 70/100 + 43% RC deutlich steiler. Mit Zunahme des RC-Anteils nimmt (unter Einbeziehung der durchgeführten Versuche) auch die Ermüdungsbeständigkeit zu. Dies korreliert mit den Ergebnissen in Abschnitt 3.5.2 zur Untersuchung des Einflusses verschiedener Alterungsverfahren.

Die Modifizierung der Bitumen mit Gummi führt hingegen zu einer noch deutlicheren Verbesserung der Ermüdungsfunktion bzw. des Ermüdungsverhaltens. Der RC-Anteil scheint hier jedoch keinen Einfluss gehabt zu haben.

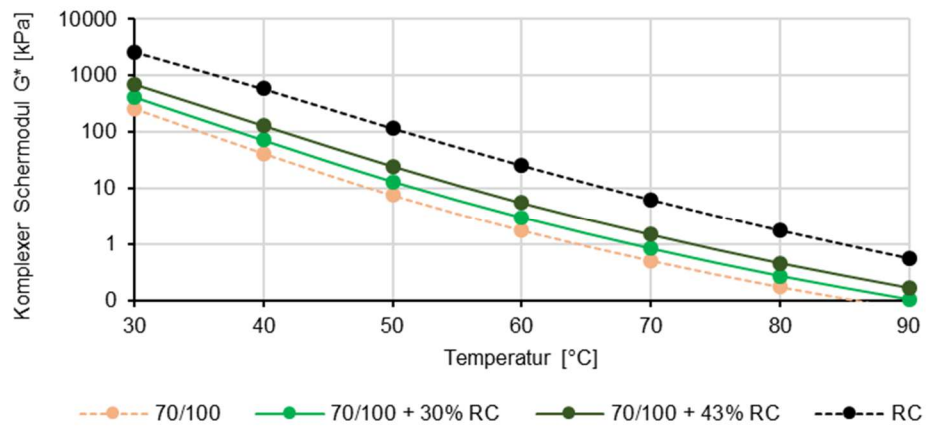


Abb. 3-30: Komplexer Schermodul in Abhängigkeit von der Temperatur für die Bitumen ohne Gummimodifizierung

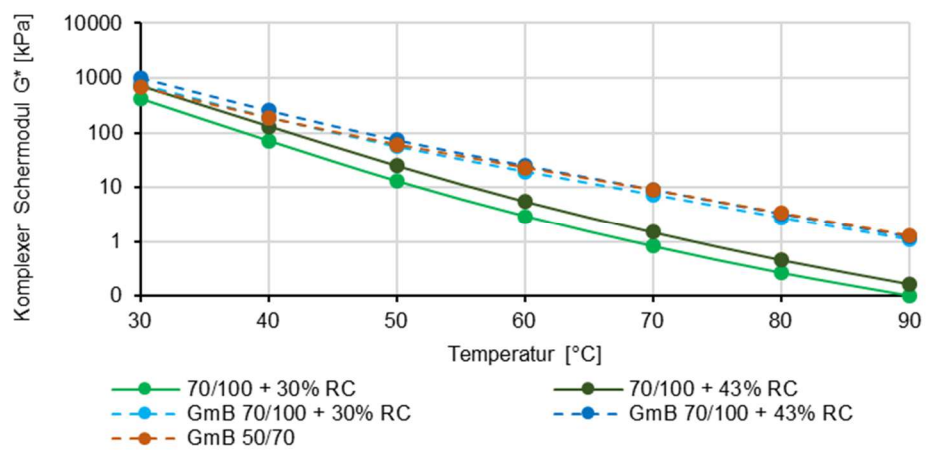


Abb. 3-31: Komplexer Schermodul in Abhängigkeit von der Temperatur für die Bitumen mit und ohne Gummimodifizierung

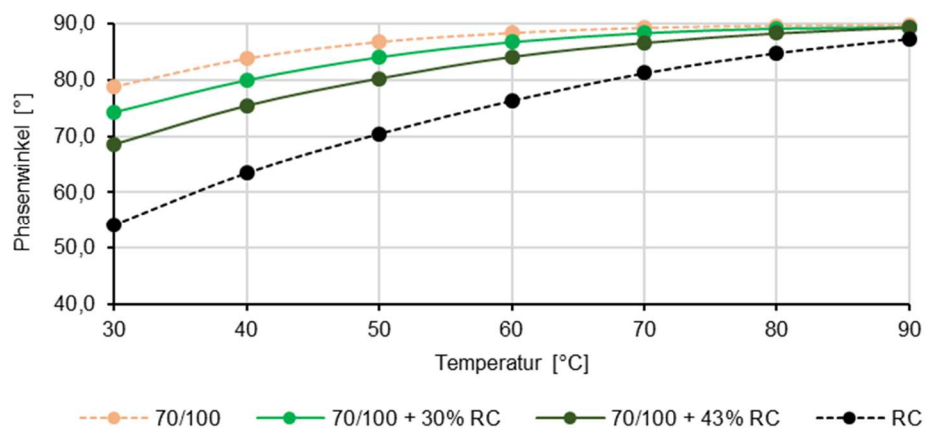


Abb. 3-32: Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur für die Bitumen ohne Gummimodifizierung

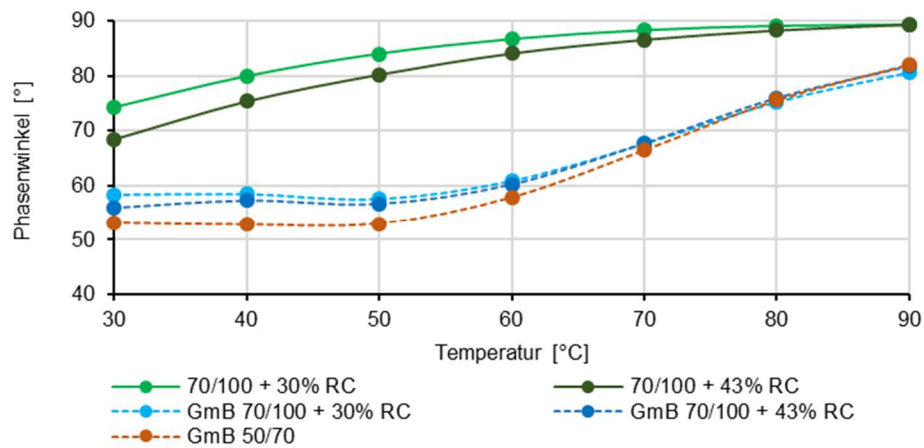


Abb. 3-33: Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur für die Bitumen mit und ohne Gummimodifizierung

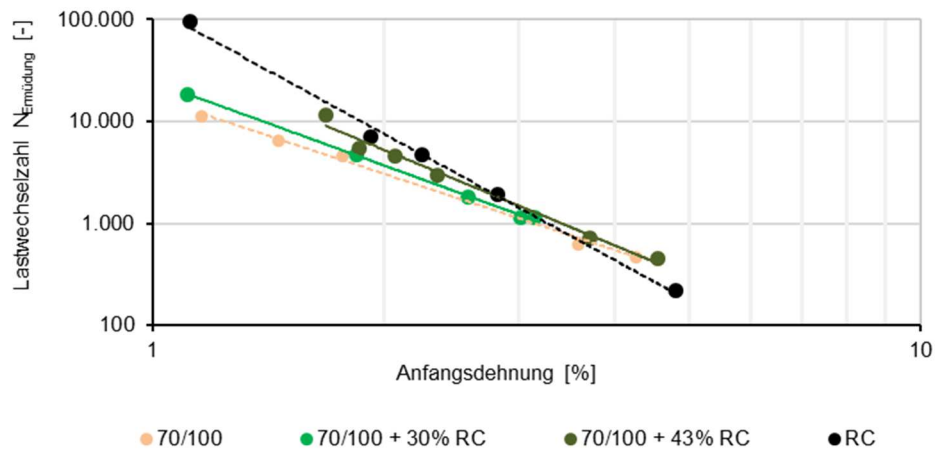


Abb. 3-34: Ermüdungsfunktionen für die nicht modifizierten Bitumen

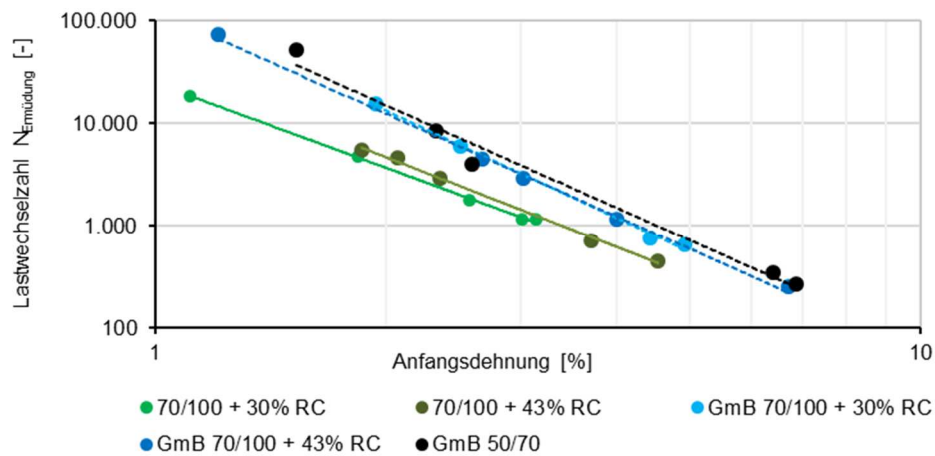


Abb. 3-35: Ermüdungsfunktionen für die Bitumen mit und ohne Gummimodifizierung

Abschließend werden die Ergebnisse der MSCR-Versuche vorgestellt. In Abb. 3-36 und Abb. 3-37 werden für eine Temperatur von 60°C die ermittelten Werte für die Nachgiebigkeit J_{nr} und die Rückstellung R dargestellt.

Die GmB zeigen die höchsten Werte für die Rückverformung, gefolgt vom RC Bitumen und dem Bitumen 50/70. Das GmB 50/70 weist mit dem niedrigsten J_{nr} -Wert den größten Widerstand gegen plastische Verformungen auf, gefolgt von dem GmB + 43% RC und GmB + 30% RC. Folglich erscheint die Zugabe von Gummimehl zu Bitumen mit RC-Anteil den Widerstand gegen plastische Verformungen sowie die Rückverformung zu erhöhen.

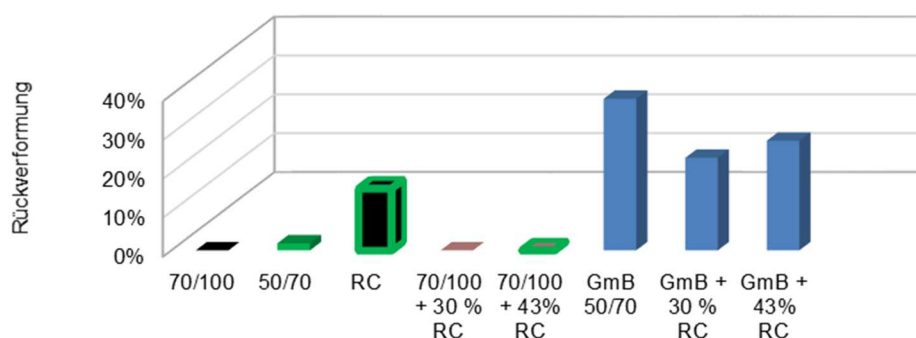


Abb. 3-36: Rückverformung R für die untersuchten Bitumen bei 60°C

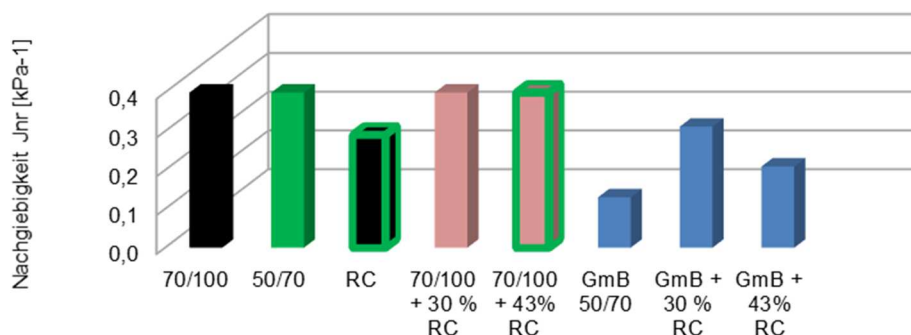


Abb. 3-37: Nachgiebigkeit J_{nr} für die untersuchten Bitumen bei 60°C

Zusammenfassung und Fazit

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass offensichtlich eine deutliche Verbesserung der rheologischen Eigenschaften von Bitumen bei Zugabe von RC-Bitumen und Gummimehl im Vergleich zu den Varianten mit RC-Bitumen ohne Gummimehl stattfindet. Möglicherweise wirkt die Zugabe von Gummimehl wie ein Rejuvenator und führt zu einer

Verbesserung des Widerstandes gegen plastische Verformungen, zu einer höheren Rückverformung, zu höheren komplexen Schermoduln, zu niedrigeren Phasenwinkeln und zu einer höheren Ermüdungsresistenz.

Die Ergebnisse der FTIR-ATR-Spektroskopie zeigen in diesem Zusammenhang eine deutliche strukturelle Änderung des RC-Bitumens infolge von Oxidationsreaktionen gegenüber dem nicht gealterten Referenzbitumen 50/70. Die Thermogravimetrie belegt, dass das RC-Bitumen alterungsbedingt einen geringeren Polymeranteil besitzt, welcher durch Zugabe von Frischbitumen stark erhöht wird. Dadurch entsteht eine physikalische Eigenschaftsabsufung. Der Einfluss der Gummimodifizierung auf das Verhalten von Bitumen mit RC-Anteil ist aus chemischer Sicht noch nicht vollständig erklärbar. Durch den Zusatz des Gummimehls kommt es zu den beobachteten Veränderungen der chemischen Zusammensetzung. Am wahrscheinlichsten ist die Eigenschaftsveränderung auf die Erhöhung des Gehaltes an niedermolekularen isoprenoiden Verbindungen zurückzuführen. [FISCHER & BREMER 2022]

3.6 Vergleich der Ergebnisse der physikalischen und der chemischen Bitumenuntersuchungen

Ziel der durchgeführten Untersuchungen war es, ein besseres Verständnis für gummimodifizierte Bitumen und deren, vornehmlich chemischer, Bestandteile zu gewinnen, um zukünftig mögliche Risiken bei der Herstellung und dem Einbau von gummimodifiziertem Asphalt (GmA) zu minimieren.

Für die gesamtheitliche Betrachtung der Untersuchungsergebnisse ist ein Vergleich der physikalischen und der chemischen Bitumenuntersuchungen erforderlich. Sich veränderndes mechanisches Verhalten kann teilweise durch chemische Veränderungen erklärt werden.

Folgendes wurde unter Einbeziehung der Ergebnisse in [FISCHER & BREMER 2022] festgestellt:

- Anhand der Ergebnisse der physikalischen Untersuchungen wurden zunächst nur geringfügige Unterschiede im mechanischen Verhalten der untersuchten GmB mit Gummipartikel aus Pkw- und Lkw-Reifen festgestellt. Es wird vermutet, dass diese, wenn auch geringen, Unterschiede durch den niedrigeren Naturkautschukanteil in den Pkw-Reifen im Vergleich zu dem in den Lkw-Reifen begründet sind. Anhand der FTIR-ATR-Spektroskopie an den PKW- und LKW-GmB-Proben wurden aufgrund des relativ geringen Anteils an Gummimehl im GmB jedoch identische Spektren für beide Materialien festgestellt. Die Thermoanalyse zeigte ebenfalls ähnliche Abhängigkeiten für die PKW- und LKW-GmB-Proben. Die Ergebnisse der chemischen Untersuchungen liefern somit nahezu identische Erkenntnisse wie die physikalischen Untersuchungen zum rheologischen Verhalten und plastischen Verformungsverhalten der untersuchten PKW- und LKW-GmB-Proben.
- Anhand der Ergebnisse der chemischen Untersuchungen (Pyrolyse-GC/MS und Thermogravimetrie) wurde eine ähnliche Zusammensetzung des Gummimehls unterschiedlicher Reifenchargen festgestellt. Ferner weisen die Ergebnisse der FTIR-ATR-Spektroskopie auf eine nahezu identische strukturelle Zusammensetzung der GmB unter Verwendung von Gummimehlen unterschiedlicher Chargen hin. Die Anteile an leicht flüchtigen Komponenten, Polymer und Füllstoffen in den Gummipartikeln variieren jedoch. Dies hat offensichtlich Einfluss auf das rheologische Verhalten von GmB, insbesondere auf die Höhe des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels.
- Die Ergebnisse der chemischen Untersuchungen haben gezeigt, dass mit längerer Einmischzeit und bei höheren Temperaturen Gummimehl deutlich homogener in Bitumen eingebunden ist und es keine scharfen Abgrenzungen mehr gibt. Die positive Auswirkung insbesondere der höheren Mischtemperaturen auf die Performance von GmB wurde ebenfalls anhand der rheologischen Untersuchungen mit dem DSR (schnelleres Erreichen eines konstanten komplexen Schermoduls und Phasenwinkels bei höheren Mischtemperaturen) belegt. Bei höheren Mischtemperaturen (hier:

- 195°C) wird nach kürzeren Mischzeiten (50 Minuten) ein konstantes Niveau des komplexen Schermoduls und des Phasenwinkels erreicht.
- Die Ergebnisse der physikalischen Untersuchungen haben gezeigt, dass eine Gummimodifizierung positiven Einfluss auf das Alterungsverhalten hat. GmB sind weniger alterungsempfindlich. Die Alterung beinhaltet dabei unterschiedliche chemische Prozesse, welche bei den verschiedenen Alterungsverfahren (RTFOT, PAV und Ozon) mit unterschiedlicher Intensität stattfinden. Aus chemischer Sicht führt die Alterung zu einem Polymerabbau, welcher sich am deutlichsten in der Zunahme des Gehaltes an niedermolekularen Verbindungen sowie an der Erniedrigung der Polymerersetzungstemperaturen ausdrückt. Daneben kommt es zu einer Oxidation mit der Bildung von Alkoholen, Ethern, Carbonylverbindungen und Estern. Die Modifizierung von Bitumen führt sowohl beim PmB als auch beim GmB zu einer Verringerung oder Verlangsamung der Alterungsprozesse. In beiden Varianten werden Verbindungen mit ungesättigten Bindungen eingesetzt, welche als Radikalfänger fungieren können. Dies kann sowohl den Polymerabbau als auch die Oxidation verringern. Jedoch ist der Effekt auf die beiden Prozesse unterschiedlich. Während beim PmB der Polymerabbau deutlich verringert wird, ist beim GmB auch die Oxidation stark reduziert.
 - Schließlich kann festgestellt werden, dass offensichtlich eine deutliche Änderung der rheologischen Eigenschaften von Bitumen bei Zugabe von RC-Bitumen und Gummimehl im Vergleich zu den Varianten mit RC-Bitumen ohne Gummimehl stattfindet. Die Zugabe von Gummimehl führt zu einer Verbesserung des Widerstandes gegen plastische Verformungen, einer höheren Rückverformung, höheren komplexen Schermoduln, niedrigeren Phasenwinkeln und zu einer höheren Ermüdungsresistenz. In diesem Zusammenhang belegen die Ergebnisse der chemischen Untersuchungen (FTIR-ATR-Spektroskopie) eine deutliche strukturelle Änderung des RC-Bitumens infolge von Oxidationsreaktionen gegenüber dem nicht gealterten Referenzbitumen 50/70. Die Ergebnisse der Thermogravimetrie belegen, dass das RC-Bitumen alterungsbedingt einen geringeren Polymeranteil besitzt, welcher durch Zugabe von Frischbitumen stark erhöht wird. Dadurch entsteht eine physikalische Eigenschaftsabstufung. Der Einfluss der Gummimodifizierung auf das Verhalten von Bitumen mit RC-Anteil ist aus chemischer Sicht noch nicht vollständig erklärbar. Durch die Zugabe des Gummimehls kommt es zu den beobachteten Veränderungen der chemischen Zusammensetzung und infolge auch zu den Veränderungen des Verhaltens von Bitumen. Am wahrscheinlichsten ist die Eigenschaftsveränderung auf die Erhöhung des Gehaltes an niedermolekularen isoprenoiden Verbindungen zurückzuführen.

3.7 Empfehlungen für den Einsatz von gummimodifizierten Bindemitteln und deren Einsatz in Asphaltbefestigungen

Im Rahmen des Forschungsvorhabens "Entwicklung von gummimodifizierten Bindemitteln und deren Einsatz in Asphaltbefestigungen im Freistaat Sachsen" [KRAFT et al. 2018] wurden umfassende Untersuchungen an gummimodifizierten Bitumen durchgeführt, um ein grundsätzliches Verständnis für den Einfluss der Gummimodifikation auf das Verhalten von Bitumen zu gewinnen. Diese Untersuchungen wurden in diesem Forschungsvorhaben weitergeführt, um noch bestehende Fragen zur Auswirkung der Gummimodifizierung auf die Performance von Bitumen unter Einbeziehung von chemischen und physikalischen Bewertungsmethoden zu klären.

Im Fokus der Untersuchungen standen dabei:

- die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse,
- die Auswirkungen der Spannweiten der Rohstoffeigenschaften durch die Entnahme von Gummiprobe an unterschiedlichen Produktionstagen in unterschiedlichen Zeitintervallen und aus unterschiedlichen Reifenchargen,
- der Reaktions- und Anlöseprozess zwischen Gummi und Bitumen mittels Untersuchungen von GmB, hergestellt bei unterschiedlichen Bedingungen,
- der Vergleich der Performance von GmB, hergestellt mit Gummimehlen aus Pkw- bzw. Lkw-Reifen,
- der Einfluss der Gummimodifizierung auf das Alterungsverhalten der Bitumen, sowie
- die Möglichkeit des Einsatzes von Gummimehl bei der Wiederverwendung von Asphalt (Untersuchung des Alterungsverhaltens von GmB mit und ohne recyceltem Bitumen).

Im Ergebnis des Forschungsvorhabens hat sich Folgendes gezeigt:

- Auf Grundlage der hier gewonnen Erkenntnisse wird eine Mischtemperatur von 195°C für die Herstellung von GmB empfohlen, um sicherzustellen, dass das Gummimehl möglichst homogen in das Bitumen eingemischt wird.
- Die Versuchsergebnisse sind gut reproduzierbar.
- Der Zeitpunkt der Entnahme von zu verwendenden Gummipartikeln (Produktionsjahr und Charge) kann einen deutlichen Einfluss auf die Performance von GmB haben.
- Anhand der Ergebnisse der Untersuchungen wurden nur geringfügige Unterschiede im Verhalten von GmB, hergestellt mit Gummipartikel aus Pkw- und Lkw-Reifen festgestellt.
- Eine Gummimodifizierung von Bitumen kann eine deutliche Verbesserung des Widerstandes gegen plastische Verformungen, eine höhere Rückverformung, einen

höheren komplexen Schermodul, einen niedrigeren Phasenwinkel und eine höhere Ermüdungsresistenz bewirken.

- Die Zugabe von Gummimehl wirkt sich positiv auf das Alterungsverhalten von Bitumen aus. Die Verwendung von Gummimehl als Bindemittelmodifikator führt zu deutlich geringeren alterungsbedingten Eigenschaftsänderungen (z. B. Änderung des komplexen Schermoduls). Eine Gummimodifizierung hat auch im Vergleich zum getesteten PmB einen positiven Einfluss auf das Alterungsverhalten.
- Schließlich kann festgestellt werden, dass offensichtlich eine deutliche Verbesserung der Performance von Bitumen bei Zugabe von RC-Bitumen und Gummimehl im Vergleich zu den Varianten mit RC-Bitumen ohne Gummimehl erreicht werden kann. Für die hier untersuchten GmB mit RC-Anteil wurde insbesondere eine Verbesserung des Widerstandes gegen plastische Verformungen, eine höhere Rückverformung, ein höherer komplexer Schermodul, ein niedrigerer Phasenwinkel und eine höhere Ermüdungsresistenz im Vergleich zu den nicht modifizierten Bitumen mit RC-Anteil festgestellt.

4 UNTERSUCHUNG UND BEWERTUNG DES MECHANISCHEN VERHALTENS VON ASPHALT-GEMISCHEN

Voraussetzung für eine allumfassende Bewertung der strukturellen Substanz bzw. realitätsnahen Dimensionierung einer Straßenbefestigung sind vor allem Kenntnisse zum mechanischen Verhalten der verwendeten bzw. zu verwendenden gebundenen Materialien sowie Aussagen zur Tragfähigkeit (i. d. R. in Form von E_{v2} -Werten) der darunter liegenden ungebundenen Schichten.

„Das mechanische Verhalten von Asphalt im Allgemeinen wird vornehmlich durch die Zusammensetzung der verwendeten Gemische, der Prüf- bzw. Umgebungstemperatur und die Dauer sowie Wiederholrate aufgebrachter mechanischer Belastungen bestimmt. Letzteres wird durch den Parameter Prüf- bzw. Belastungsfrequenz beschrieben. Wird die Belastungsfrequenz größer, d. h. die Belastungsdauer nimmt ab, so nehmen die elastischen Verformungsanteile zu Lasten der viskosen Verformungsanteile zu. Gleiches gilt für abnehmende Temperaturen. Verringert sich jedoch die Belastungsfrequenz oder nimmt die Prüf- bzw. Umgebungstemperatur zu, so nehmen die viskosen bzw. viskoelastischen sowie plastischen Verformungsanteile zu und die elastischen Anteile ab.“ [BLASL 2021]

„Die granulometrische und chemische Zusammensetzung von Asphalten kann sich beim Einbau und im Laufe der Nutzungszeit einer Straßenbefestigung durch temperatur- und verkehrslastbedingte Beanspruchungen ändern. Hierdurch wird auch das mechanische Verhalten der Materialien beeinflusst.“ [BLASL 2021]

Für eine allumfassende Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Asphalt sollte somit sowohl das elastische als auch das plastische Materialverhalten untersucht werden.

Zur prüftechnischen Ansprache des mechanischen Verhaltens von Asphalten stehen derzeit verschiedene Verfahren zur Verfügung. Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurden zur Ansprache des elastischen Materialverhaltens Spaltzug-Schwellversuche und zur Ansprache des plastischen Materialverhaltens Druck-Schwellversuche durchgeführt.

4.1 Spaltzug-Schwellversuche

Der Spaltzug-Schwellversuch gilt als ein relativ einfaches, schnelles und kostengünstiges dynamisches Prüfverfahren, verglichen beispielsweise mit dem Drei- oder Vierpunkt-Biegeversuch. Mittels des Spaltzug-Schwellversuches können dimensionierungsrelevante Eingangsdaten zur Beschreibung des temperatur- und frequenzabhängigen elastischen Steifigkeitsverhaltens und des spezifischen Ermüdungsverhaltens von Asphalten für die Dimensionierung von Asphaltsschichten bei Anwendung der Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschichtgemischen [FGSV RDO Asphalt 2009/2019] bzw. für eine Bewertung der strukturellen Substanz von

Asphaltbefestigungen auf Grundlage der [FGSV RSO Asphalt 2019] bestimmt werden. Der Spaltzug-Schwellversuch ist als indirekter Zugversuch zu verstehen, was seine Bedeutung für die Dimensionierung und Bewertung von flexiblen Straßenbefestigungen erklärt.

4.1.1 Probenvorbereitung

Die geometrischen Abmaße (Höhe und Durchmesser) der im Spaltzug-Schwellversuch zu verwendenden Prüfkörper sind Abhängigkeit vom Größtkorn der verwendeten Asphalte vorgegeben (vgl. Tab. 4-1).

Größtkorndurchmesser [mm]	Probekörperdurchmesser [mm]	Probekörperhöhe [mm]
≤ 16 mm	100 ± 2	40 ± 3
> 16 bis < 32 mm	150 ± 2	60 ± 3
≥ 32 mm	150 ± 2	90 ± 3

Tab. 4-1: Probenhöhe und -durchmesser in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018].

Nach Herstellung der Prüfkörper erfolgte die Bestimmung der Raumdichten nach [TP Asphalt-StB Teil 6] für jeden Probekörper. Anschließend wurden die Probekörper nach den Raumdichten der Größe nach sortiert und abwechselnd den Steifigkeits- oder Ermüdungsversuchen zugeordnet, um eine möglichst gleichmäßige Verteilung zu gewährleisten.

Extraktionen des Bindemittels aus Materialproben zur Bestimmung von Bitumenkennwerten erfolgten nur für ausgewählte Materialien.

4.1.2 Versuchsdurchführung

Die Durchführung und Auswertung von Spaltzug-Schwellversuchen zur Beschreibung des temperatur- und frequenzabhängige Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten hat, gemäß gültigem Regelwerk, nach den Technischen Prüfvorschriften [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018] zu erfolgen.

Die Durchführung der Spaltzug-Schwellversuche im Rahmen des Forschungsauftrages erfolgte in Anlehnung an die zum Zeitpunkt der Durchführung geltende Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch [FGSV AL SP-Asphalt, 2009]. Die Auswertung der Spaltzug-Schwellversuche wurde in Vorbereitung dieses Berichtes für alle untersuchten Materialien erneut nach den TP Asphalt [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018] durchgeführt und entsprechend aufbereitet.

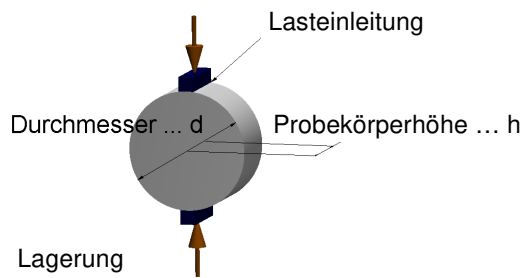


Abb. 4-1: Prinzipskizze Spaltzugschwellversuch [FGSV AL SP-Asphalt 09]

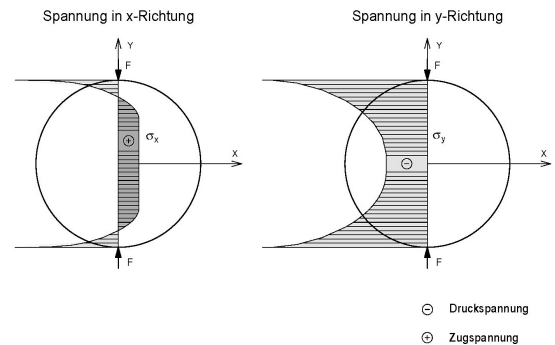


Abb. 4-2: Spannungsverteilung in der Lastachse [FGSV AL SP-Asphalt 09]



Abb. 4-3: Prüfvorrichtung Spaltzug-Schwellversuch mit eingebautem Prüfkörper (mit Durchmesser $D=100$ mm, Höhe $H=40$ mm)

Die Lasteinleitung erfolgt beim Spaltzug-Schwellversuch über zwei sich diametral gegenüberliegende Lasteinleitungsschneiden, die auf die Mantelfläche zylindrischer Probekörperscheiben aufgesetzt werden.

Untersuchungskriterium	Steifigkeit	Ermüdung
Temperatur [°C]	-10 / 5 / 20	20
Frequenz [Hz]	10 / 3 / 1 / 0,3 / 0,1	10
Unterspannung [MPa]	0,035	0,035
Zulässige horizontale Anfangsdehnung [%]	0,05 bis 0,10	0,05 bis 0,30
Anzahl an Wiederholungen [-]	3	3, je Laststufe
Anzahl erforderlicher Prüfkörper	4	10

Tab. 4-2: Versuchsbedingungen im Spaltzug-Schwellversuch zur Untersuchung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphaltgemischen [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018]

Die Geometrie der Probekörper ist so definiert, dass auch Materialien aus bestehenden Straßenbefestigungen untersucht werden können (vgl. Abschnitt 4.1.1). [BLASL 2021]

Auf eine detaillierte Beschreibung der Versuchsdurchführung wird an dieser Stelle verzichtet. Für nähere Informationen zur Proben- und Versuchsvorbereitung sowie Versuchsdurchführung wird auf [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018] verwiesen.

Die in Anwendung gebrachten Versuchsbedingungen sind in Tab. 4-2 zusammengefasst. Das Prinzip des Spaltzug-Schwellversuches wird in AAbb. 4-1 und Abb. 4-2 vorgestellt.

4.1.3 Versuchsauswertung

Die Auswertung der Spaltzug-Schwellversuche erfolgte mit dem Programm ADtoPave [ZEISSLER 2018] auf Grundlage der Vorgaben in den TP Asphalt Teil 24 und 26 [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018].

Zur Vernachlässigung nicht erwünschter Diskontinuitäten in den aufgezeichneten Signalreihen (Mess- und Kraftsignal) erfolgt vor Auswertung der jeweiligen Datenreihen eine Regression der auszuwertenden Lastwechsel mittels Sinus-Ansatz.

In Abhängigkeit vom Untersuchungskriterium, Steifigkeit oder Ermüdung, schließt sich die entsprechende Auswertung an.

4.1.3.1 Steifigkeitsverhalten

„Die Modellierung des temperatur- und frequenzabhängigen Steifigkeitsverhaltens von Asphalten erfolgt auf Grundlage des derzeit gültigen Regelwerkes gemäß den Technischen Prüfvorschriften TP Asphalt-StB Teil 26 Spaltzug-Schwellversuch - Bestimmung Steifigkeit [FGSV TP Asphalt-StB Teil 26, 2018].

„Mittels der Temperatur-Frequenz-Äquivalenz und des Ansatzes nach Arrhenius lässt sich die temperatur- und frequenzabhängige Steifigkeit eines Asphalts für eine Referenztemperatur, i. d. R. für 20 °C, in Form einer Hauptkurve wiedergeben. Abb. 4-4 zeigt das Prinzip der Temperatur-Frequenz-Äquivalenz am Beispiel einer Hauptkurve. Die Verschiebung versuchstechnisch bestimmter temperatur- und frequenzabhängiger Datenpunkte zu einer kontinuierlichen Hauptkurve erfolgt über den Verschiebungsfaktor a_T (Gl. 4-1), der für die Referenztemperatur spezifisch zu ermitteln ist.

Der mittlere Verlauf der transformierten Datenpunkte (Stichprobe) entspricht der eigentlichen Hauptkurve und kann mathematisch beschrieben und für die Modellierung von Asphalteeigenschaften verwendet werden. Die Bildung der Hauptkurve erfolgt nach Gl. 4-2.

x^* repräsentiert einen beliebigen x -Wert der Hauptkurve und folgt aus der Anwendung der Temperatur-Frequenz-Äquivalenz. Die Berechnung von x^* erfolgt durch Einsetzen der Gl. 4-1 in Gl. 4-2 durch Gl. 4-3.

Die Minimal- und Maximalwerte der Hauptkurve ($|E^*|_{-\infty}$ und $|E^*|_{+\infty}$) werden gemäß Abb. 4-5 abgeschätzt. Hierfür werden die versuchstechnisch bestimmten Phasenverschiebungen δ den jeweiligen Steifigkeitsmoduln $|E^*|$ gegenübergestellt. Ergebnis ist ein Zusammenhang, der näherungsweise als linear anzunehmen ist. Die vom Steifigkeitsmodul $|E^*|$ abhängige Phasenverschiebung δ kann somit durch eine mittlere lineare Funktion (Regressionsfunktion) gemäß Gl. 4-5 beschrieben werden. Der Schnittpunkt dieser Funktion mit der Abszissenachse definiert den maximalen Steifigkeitsmodul (absoluter Elastizitätsmodul) $|E^*|_{+\infty}$ der Hauptkurve, auch als Grenzmodul bezeichnet (Gl. 4-6). Der minimale Steifigkeitsmodul (absoluter Elastizitätsmodul) $|E^*|_{-\infty}$ wird bei Annahme eines linearen Zusammenhanges mit Null angenommen.

Ergänzend gilt zu bemerken, dass zur Bestimmung des Grenzmoduls nur ausgewählte Versuchsdaten zu berücksichtigen sind. Für vertiefende Informationen hierzu wird auf das gültige Regelwerk verwiesen [FGSV TP Asphalt-StB Teil 26, 2018].

Abschließend wird darauf hingewiesen, dass zwischen der Phasenverschiebungen δ und dem Steifigkeitsmodul $|E^*|$ auch ein nichtlinearer Zusammenhang abgeleitet werden kann. Ausführliche Überlegungen hierzu sind durch Zeißler in [ZEISSLER 2015] dokumentiert.

Sind die materialspezifischen Modellparameter für eine Hauptkurve bestimmt, so kann unter Verwendung von Gl. 4-2 für jede beliebige Kombination aus Temperatur und Frequenz der Steifigkeitsmodul bestimmt werden. Für die Berechnung und Bewertung von Beanspruchungszuständen in einer Straßenbefestigung wird derzeit gemäß gültigen Regelwerken eine konstante Frequenz von 10 Hz angenommen. Die Hauptkurve kann somit in eine Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion überführt werden. Die Steifigkeitsmodule werden hier in Abhängigkeit von der Temperatur dargestellt. Dies erlaubt eine einfache Bewertung des temperaturabhängigen Verhaltens eines Asphaltes.“ [BLASL 2021]

$$\alpha_T = e^{\Phi \cdot \left(\frac{1}{T + 273,15} - \frac{1}{T_{\text{Ref}} + 273,15} \right)} \quad \text{Gl. 4-1}$$

mit

α_T	[-]	Verschiebungsfaktor bei Referenztemperatur T_{Ref}
Φ	[-]	materialspezifischer Modellparameter
T	[°C]	Temperatur für zu berechnenden Steifigkeitsmodul T^*
T_{Ref}	[°C]	Referenztemperatur, i. d. R. $T_{\text{Ref}} = 20^\circ\text{C}$

$$|E^*| = |E^*|_{-\infty} + \frac{|E^*|_{+\infty} - |E^*|_{-\infty}}{1 + e^{(a_1 \cdot x^* + a_2)}} \quad \text{Gl. 4-2}$$

mit

$ E^* $	[MPa]	absoluter Wert des komplexen E-Moduls (Steifigkeitsmodul)
$ E^* _{+\infty}$	[MPa]	Grenzwert des Steifigkeitsmoduls bei sehr niedrigen Temperaturen und/oder hohen Frequenzen
$ E^* _{-\infty}$	[MPa]	Grenzwert des Steifigkeitsmoduls bei sehr hohen Temperaturen und/oder niedrigen Frequenzen
x^*	[Hz]	beliebiger Wert auf der Abszissenachse der Hauptkurve
a_1, a_2	[-]	Modellparameter der Hauptkurve

$$x^* = \frac{\ln(a_T \cdot f)}{\ln(10)} \quad \text{Gl. 4-3}$$

mit

f	[Hz]	Belastungsfrequenz
---	------	--------------------

$$x^* = \frac{\Phi \cdot \left(\frac{1}{T + 273,15} - \frac{1}{T_o + 273,15} \right) + \ln(f)}{\ln(10)} \quad \text{Gl. 4-4}$$

$$\delta = m_1 \cdot |E^*| + m_0 \quad \text{Gl. 4-5}$$

$$|E^*|_{+\infty} = \frac{-m_0}{m_1} \quad \text{Gl. 4-6}$$

mit

δ	[rad]	Phasenverschiebung zwischen aufgebrachter axialer Kraft und gemessener horizontaler Verformung $ E^* _{+\infty}$
m_0, m_1	[-]	Parameter zur Bestimmung des Grenzmoduls

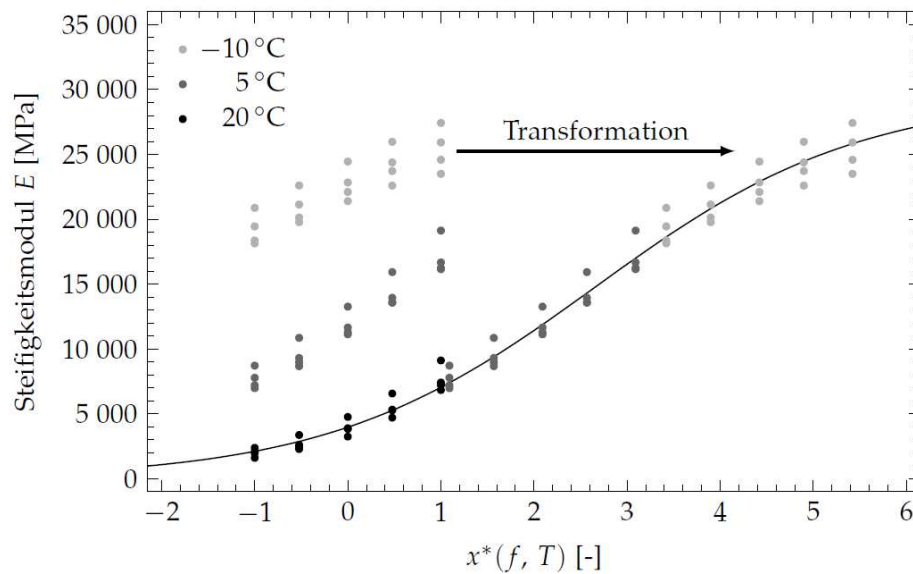


Abb. 4-4: Prinzipskizze für die Bildung der Hauptkurve zur Beschreibung des frequenz- und temperaturabhängigen Steifigkeitsverhaltens von Asphalten [BLASL 2021]

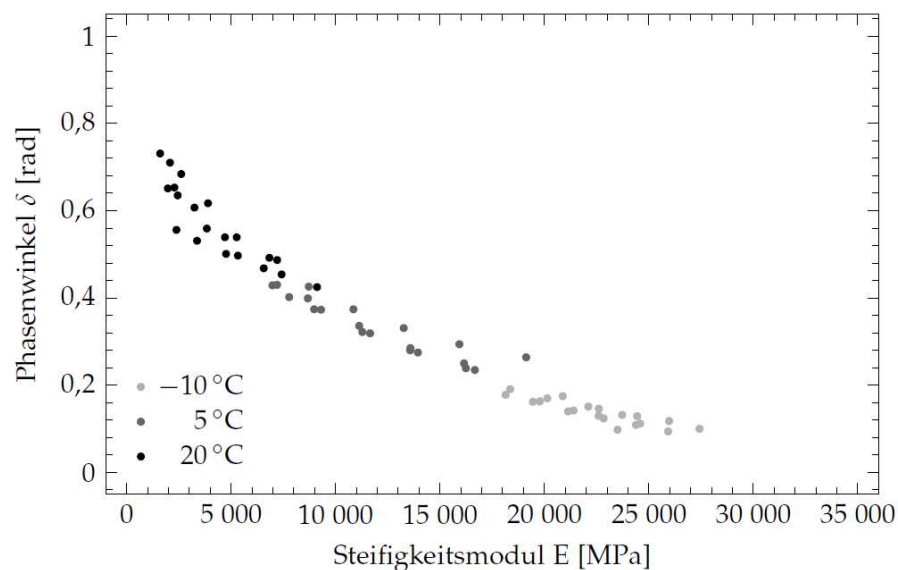


Abb. 4-5: Zusammenhang Phasenwinkel und Steifigkeitsmodul zur Bestimmung der Grenzmoduln der Hauptkurve in Abb. 4-4 [BLASL 2021]

4.1.3.2 Ermüdungsverhalten

„Zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens eines Asphaltes sind im Laborversuch die bis zum Versagen eines Prüfkörpers ertragbaren Belastungszyklen zu ermitteln. Der Zeitpunkt des Versagens, auch Ermüdungszeitpunkt genannt, wird unterschiedlich definiert. Nach den TP Asphalt-StB Teil 24 Spaltzug-Schwellversuch - Beständigkeit gegen Ermüdung [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24, 2018] ist

das Ermüdungskriterium Makroriss nach Rowe zu nutzen. Rowe nutzt den Graphen des gemessenen reduzierten dissipativen Energieverhältnisses und interpretiert das Maximum als den Zeitpunkt der Makrorissbildung gemäß Abbildung Abb. 4-6. Eine umfassende Herleitung dieses Interpretationsansatzes unter Einbeziehung verschiedener Quellen kann nachgelesen werden in [BLASL 2008]. Die Bestimmung des Maximums erfolgt gemäß [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24, 2018] mittels polynominaler Regression.

Ein weiteres Versagenskriterium stellt das Kriterium des 50 %igen Steifigkeitsabfalls dar (gefordert in der EU-Norm EN 12697/24), wonach ein Probekörper ermüdet ist, wenn dessen Steifigkeitsmodul auf 50% des Anfangswertes gefallen ist.“ [BLASL 2021]

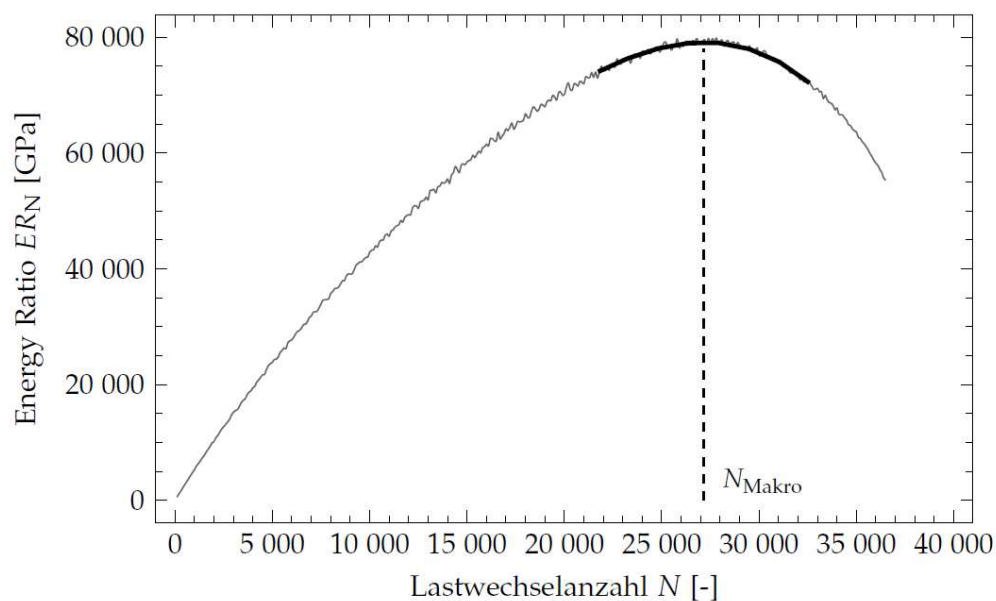


Abb. 4-6: Exemplarische Darstellung einer “Energy Ratio Kurve” [BLASL 2021]

Unabhängig vom Versagenskriterium ist abschließend die zum definierten Versagenszeitpunkt ermittelte Lastwechselanzahl N der jeweils dazugehörigen elastischen Anfangsdehnung $\epsilon_{el,anf}$, i. d. R. definiert als die Dehnung zum Zeitpunkt des 100 Lastwechsels, in doppellogarithmischer Darstellung gegenüberzustellen. Als Regressionsfunktion für die daraus zu bildenden Ermüdungsfunktionen ist der Ansatz in Gl. 4-7 zu verwenden.

$$N_{Makro} = k \cdot \epsilon_{el,anf}^n \quad \text{Gl. 4-7}$$

mit

k, n [-] Materialparameter

4.2 Druck-Schwellversuche

„Das derzeit gültige Regelwerk, die RDO Asphalt 09 [FGSV RDO Asphalt 2009/201], fordert die Überprüfung einer eventuellen Spurrinnengefährdung für Asphaltdeck- und -binderschichten. Eine fundierte Nachweisführung, ähnlich dem Ermüdungsnachweis, ist jedoch noch nicht implementiert. Aktuell gilt es, die maximalen deviatorischen Vergleichsspannungen in der Konstruktion (in der Deck- und Binderschicht) für die ungünstigste Beanspruchungskombination (höchste Temperatur, höchste Achslast) zu berechnen und als Belastungsgröße im Druck-Schwellversuch anzusetzen. Die Versuchsergebnisse gelten dann als Vergleichskriterium für verschiedene Materialien.

Zur versuchstechnischen Beschreibung des plastischen Ermüdungsverhaltens etabliert sich zunehmend auch der Einaxiale Druck-Schwellversuch am schlanken Probekörper zur Untersuchung des plastischen Verformungsverhaltens von Asphalten. Anforderungen an die Proben- und Versuchsvorbereitung sowie Versuchsdurchführung und -auswertung werden künftig in [FGSV AL DSV Slim, 2022] geregelt sein.“ [BLASL 2021] Ergebnisse der Druck-Schwellversuche können als Eingangsdaten für die rechnerische Prognose der Spurrinnenanfälligkeit von Asphaltdeckschichtgemischen genutzt werden [ZEISSLER 2022].

4.2.1 Probenvorbereitung

Für die Durchführung der Druck-Schwellversuche am „schlanken Probekörper“ wurde die zu untersuchenden zylindrischen Probekörper aus im Labor in Anlehnung an die TP Asphalt-StB, Teil 33 [FGSV TP Asphalt-StB, Teil 33, 2022] hergestellten Asphalt-Probepplatten gebohrt. Die Bohrrichtung war hierbei orthogonal zur Plattenoberfläche. Diese Bohrrichtung ist aufgrund der horizontalen Verdichtungsrichtung als Vorzugsvariante anzusehen. Die Zielprobekörperhöhe beträgt 200 mm und der Zielprobekörperdurchmesser 100 mm.

4.2.2 Versuchsdurchführung

In Abb. 4-7 ist exemplarisch ein eingebauter Probekörper zur Durchführung von Druck-Schwellversuchen am „schlanken Probekörper“ dargestellt. Die sich unter Belastung ergebende Verformung wird direkt am Probekörper gemessen. Da der Probekörper vertikal zwischen zwei Stahlplatten eingespannt wird, was eine Behinderung der Dehnung im Bereich der Einspannung bedingt, erfolgt die Messung der sich ergebenden Verformung im mittleren Bereich des Probekörpers. Um die behinderte Dehnung im Bereich der Einspannung weitestgehend zu minimieren bzw. freies Gleiten sicherzustellen, wird zum einen zwischen dem Probekörper und den Stahlplatten eine Teflonfolie angeordnet und zum anderen werden die Stirnflächen des Probekörpers mit Gleitmittel bestrichen.

Die Durchführung von Druck-Schwellversuchen am „schlanken Probekörper“ erfolgt i. d. R. in Form von Multistage-Versuchen, wobei ein Probekörper bei einer Prüftemperatur und einer Prüffrequenz bei i. d. R. drei Oberspannungen und 30.000 Lastwechseln je Oberspannungen nacheinander belastet wird. Als Prüffrequenz wird 10 Hz angenommen, die Prüftemperatur wird hingegen mit 30°C, 40°C und 50°C dreifach variiert.



Abb. 4-7: Prüfbedingungen Druck-Schwellversuch mit eingebautem Prüfkörper (mit Durchmesser $D=100$ mm, Höhe $H=200$ mm)

4.2.3 Versuchsauswertung

Als Ergebnis nach Auswertung der in Multistage-Form durchgeführten Druck-Schwellversuche erhält man die während des Versuchs aufgezeichnete kumulierte plastische Dehnung gemäß Gl. 4-6 und Darstellung in Gl. 4-6. Für die weitere Nutzung der Versuchsergebnisse müssen die Ergebnisse der Stufen zwei und drei auf Stufe eins gemäß Abb. 4-9 transformiert werden. Die Möglichkeit der Anwendung von Multistage-Versuchen wurde im Rahmen eines vorangegangenen Vorhabens an der TU Dresden untersucht und bestätigt. [BLASL 2017]

Für jede Belastungskombination erhält man nach Transformation einen Verformungsverlauf, im Weiteren als Impulskriechkurve bezeichnet. Jede Impulskriechkurve lässt sich sehr gut durch den in Gl. 4-6 dargestellten Ansatz funktional beschreiben. D. h. für jede Impulskriechkurve erhält man zwei materialspezifische Parameter A und B .

$$\varepsilon_{pl,N} = A \cdot \log_{10}(N + 1)^B \quad \text{Gl. 4-8}$$

In Abb. 4-10 ist exemplarisch für die innerhalb einer Laststufe an einem Probekörper gemessene kumulierte plastische Dehnung der mittels des Ansatzes in Gl. 4-6 bereitgestellten Funktion vergleichend gegenüber gestellt.

Nach Auswertung aller für die Bewertung eines Materials berücksichtigten Belastungskombinationen erhält man schließlich eine Schar an Impulskriechkurven. Ein Vergleich verschiedener Materialien ist nur für identische Belastungskombinationen möglich.

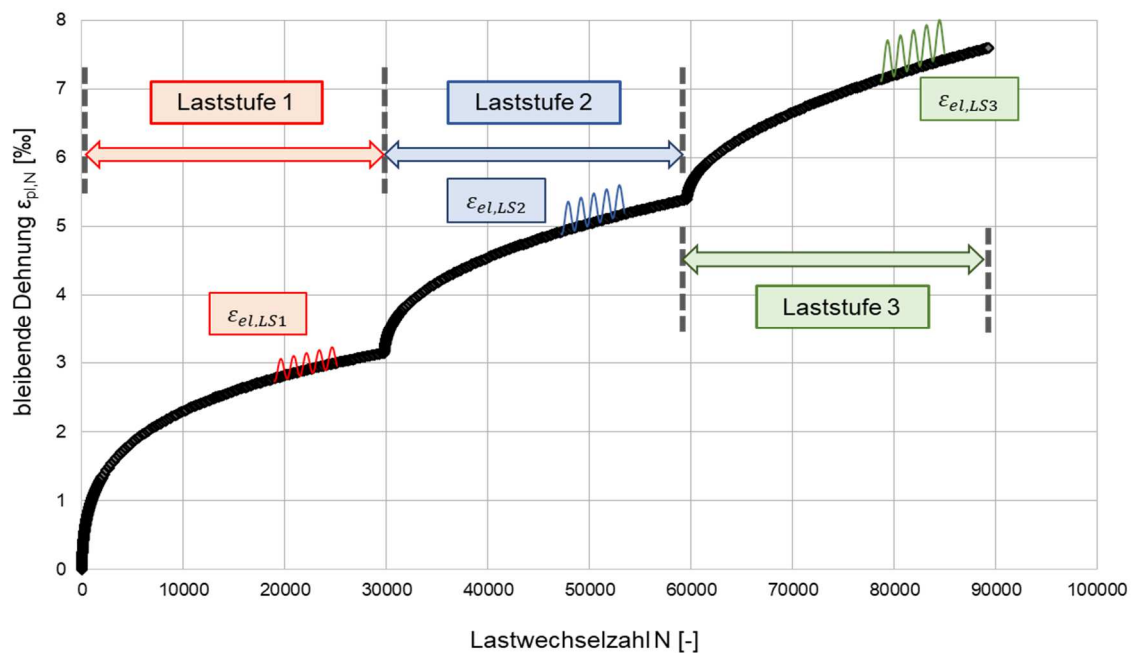


Abb. 4-8: Exemplarischer Verlauf der kumulierten plastischen Dehnung bei Durchführung eines Multistage-Versuches [ZEISSLER 2022]

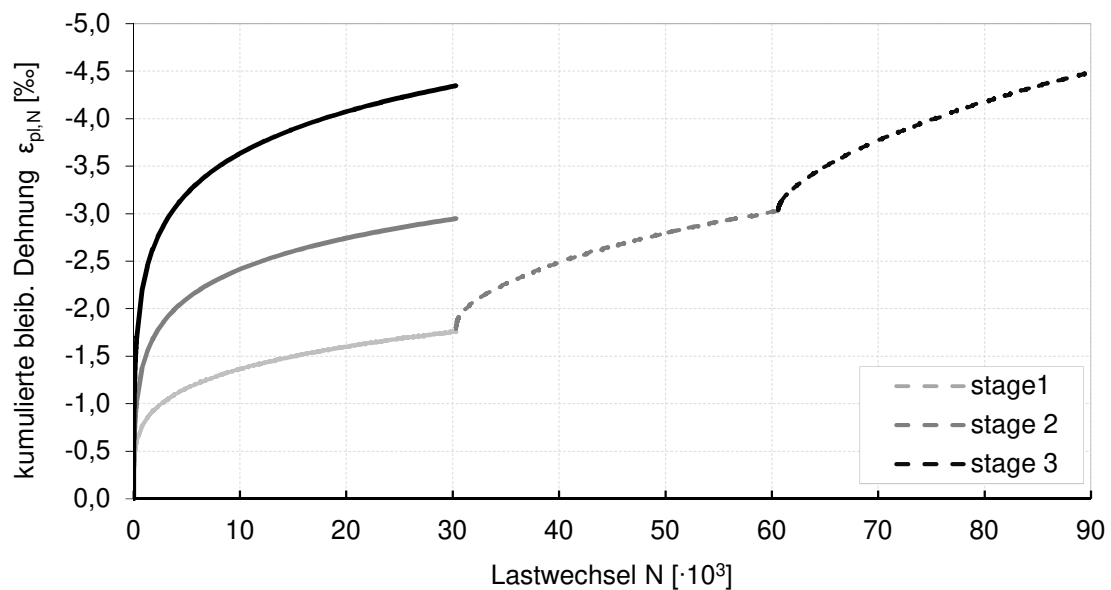


Abb. 4-9: Exemplarische Darstellung der kumulierten plastischen Dehnung bei Durchführung eines Multistage-Versuches sowie das Ergebnis der Transformation der Einzellaststufen [BLASL 2017]

Um schließlich auf Grundlage dieser Kurvenschar beliebige Beanspruchungen berechnen zu können, sind gemäß gültigem Regelwerk [FGSV AL DSV Slim, 2022] die Modellparameter A und B für alle Impulskriechkurven gleichzeitig zu ermitteln und ein global gültiger Ansatz bereitzustellen. Für den Parameter A in Gl. 4-6 kann vereinfacht eine lineare Abhängigkeit von der elastischen Dehnung gemäß Gl. 4-9 postuliert werden [ZEISSLER 2022]. Für die kumulierte plastische Dehnung ergibt sich somit die funktionale Beschreibung in Gl. 4-10.

Die Modellparameter A und B werden nun unter Einbeziehung eines geeigneten Optimierungsverfahrens so lange variiert, bis sich im Mittel für alle für ein Material ermittelten Impulskriechkurven eine optimale Anpassung der Modellfunktionen an die Versuchsdaten ergibt. Die nun global gültigen Modellparameter zur Beschreibung des Gesamtmodells werden als A^* und B^* bezeichnet. Sind die Modellparameter A^* und B^* ermittelt, so lässt sich für jeden beliebigen Beanspruchungszustand eine Impulskriechkurve ermitteln. Aufgrund der globalen Bestimmung der Modellparameter A^* und B^* können die mittels Gl. 4-10 erstellten Impulskriechkurven unterschiedlich stark von den ursprünglich im Versuch ermittelten Impulskriechkurven abweichen.

$$A = A^* \cdot \varepsilon_{el} \quad \text{Gl. 4-9}$$

$$\varepsilon_{pl,N} = A^* \cdot \varepsilon_{el} \cdot \log_{10}(N + 1)^B \quad \text{Gl. 4-10}$$

mit

$\varepsilon_{pl,N}$	[‰]	bleibende Dehnung beim Lastwechsel N
ε_{el}	[‰]	elastische Dehnung in Abhängigkeit der Laststufe
N	[-]	Lastwechselzahl
A, A^*, B	[-]	Materialparameter

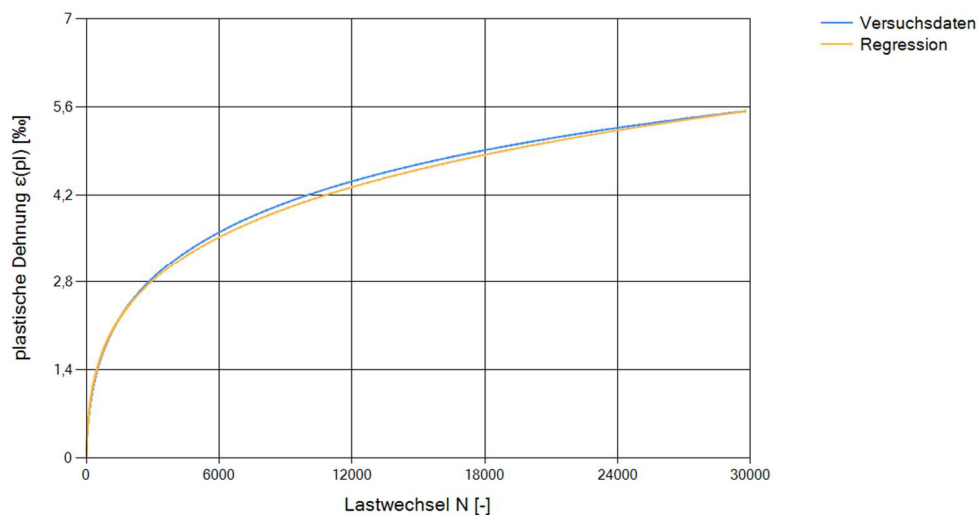


Abb. 4-10: Exemplarische Darstellung einer versuchstechnisch bestimmten kumulierten plastischen Dehnung innerhalb einer Laststufen sowie die mittels Gl. 4-6 bestimmte Impulskriechkurve (Regressionsfunktion)

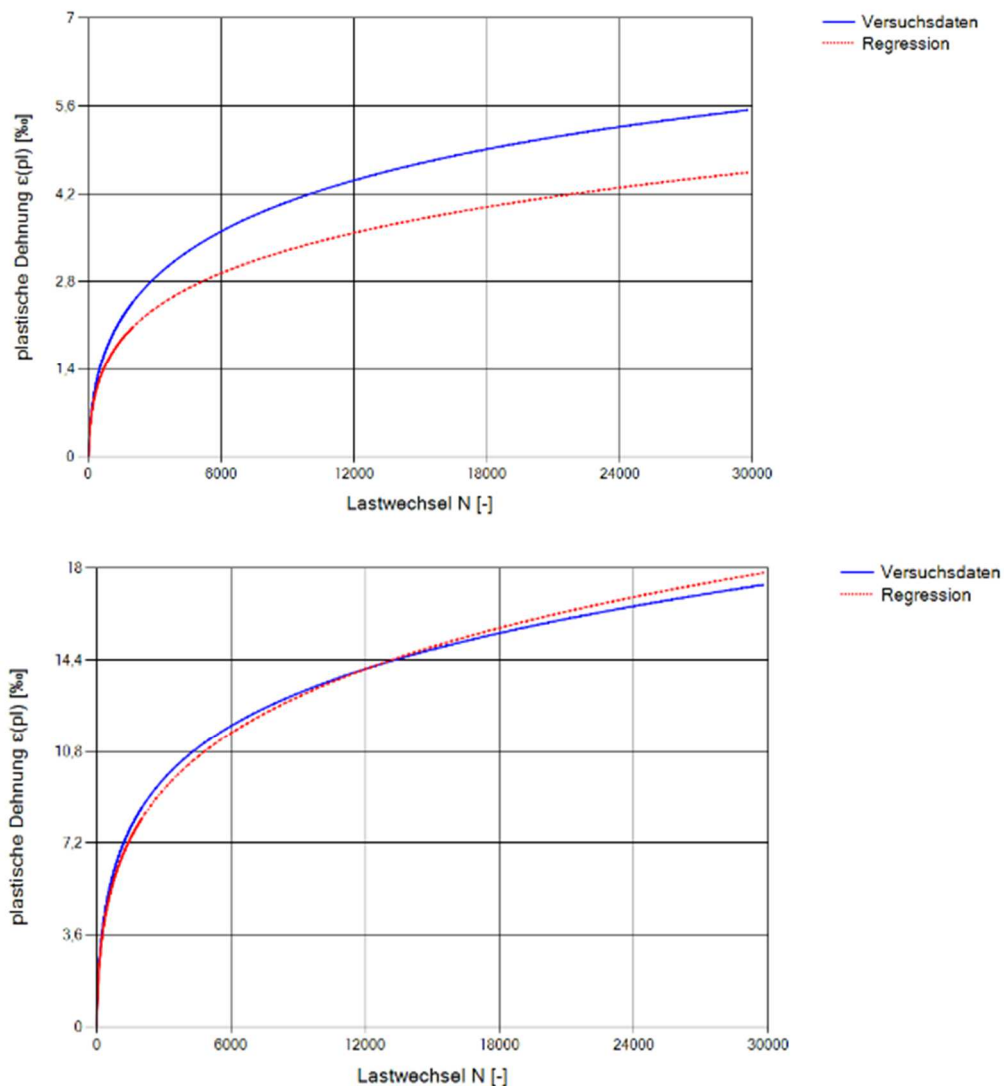


Abb. 4-11: Exemplarische Darstellung von zwei versuchstechnisch bestimmten Impulskriechkurven sowie der mittels Gl. 4-10 bestimmten Impulskriechkurven (Regressionsfunktion)

Unter Einbeziehung des Gesamtmodells in Abhängigkeit von den materialspezifischen Modellparametern A^* und B^* und der elastischen Anfangsdehnung kann gemäß den Ausführungen in [ZEISSLER 2022] das plastische Verformungsverhalten, d. h. die Spurrinnenanfälligkeit, einer Straßenbefestigung unter Berücksichtigung des Verhaltens der Asphaltmaterialien in den einzelnen Schichten prognostiziert werden.

5 RECHNERISCHE PROGNOSE DER NUTZUNGS- DAUER UND SPURRINNENENTWICKLUNG VON ASPHALTBEFESTIGUNGEN

„Besonders typische Schadensbilder für Asphaltbefestigungen sind Ermüdungsrisse und Spurrinnen. Mit abnehmenden Temperaturen sinkt auch das Relaxationsvermögen von Asphalt, so dass insbesondere bei niedrigen (winterlichen) Temperaturen ein erhöhtes Risiko zur Rissbildung infolge Biegezugbeanspruchung besteht. Bei hohen (sommerlichen) Temperaturen steigt hingegen die Gefahr der Spurrinnenbildung. Um das Schädigungspotential einer Asphaltbefestigung hinsichtlich Ermüdungsbeständigkeit und der Beständigkeit gegenüber irreversibler viskoser Verformung zu bewerten, stellt das deutsche Regelwerk aktuell nur sehr begrenzt Verfahren zur Verfügung. Als einzig kalibrierter Nachweis gilt der Ermüdungsnachweis für Asphalttragschichten.“ [BLASL 2021]

5.1.1 Prognose der Nutzungsdauer einer Asphaltbefestigung

„Um den Einfluss des tatsächlichen Verhaltens der in einer Befestigung eingebauten Materialien, unter Berücksichtigung verschiedener Belastungskombinationen, auf das Gesamtverhalten einer Straßenbefestigung bewerten zu können, sind Prognoserechnungen durchzuführen. Bei der Durchführung von Prognoserechnungen wird grundsätzlich unterschieden zwischen Dimensionierung und Bewertung.

Die Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen hat zum Ziel, Befestigungsaufbauten so auszuwählen und zu dimensionieren, dass die jeweilige Befestigung, inklusive anstehendem Untergrund, von außen einwirkenden Belastungen ausreichend Widerstand entgegenbringen kann, um die erforderliche Gebrauchstauglichkeit im angestrebten Nutzungszeitraum gewährleisten zu können. Die Bewertung von Verkehrsflächenbefestigungen dient hingegen der Beurteilung einer Befestigung zu einem gewünschten Zeitpunkt mit Hinblick auf die zu erwartende Restnutzungsdauer, d. h. die verbleibende Nutzungsdauer, in der ausreichende Gebrauchstauglichkeit vorhergesagt wird.

Die Dimensionierung von Verkehrsflächen erfolgt derzeit in Deutschland auf Grundlage verschiedener Methodiken. Gemäß anzuwendendem Regelwerk sind in Abhängigkeit von der vorhandenen oder prognostizierten Verkehrsbelastung sowie der gewünschten Bauweise (z. B. Asphalt- oder Betonbauweise) aus Tafel 1 oder 2 der „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12/20)“ [RStO 2012/2020] zu realisierende Zielschichtdicken (unter Einhaltung zulässiger Schwankungen) abzulesen. Diese Schichtdicken basieren im Wesentlichen auf empirisch gewonnenen Erkenntnissen. Auch die notwendige Gesamtdicke einer Befestigung, als frostsichere Dicke des Oberbaus bezeichnet, lässt sich nach den Vorgaben der RStO 12/20 berechnen und ist ebenfalls Bestandteil der RStO 12/20. Eine standardisierte Dimensionierung nach den RStO 12/20 ermöglicht einerseits eine relativ schnelle Festlegung eines Befestigungsaufbaus, andererseits erlaubt die Methodik keine Berücksichtigung befestigungsspezifischer Gegebenheiten. Das

heißt, insbesondere die Eigenschaften und das thermo-mechanische Verhalten der in den einzelnen Schichten einzubauenden Materialien werden außer Acht gelassen. Neuartige Baumaterialien und Bauweisen können nicht gesondert berücksichtigt werden. Eine wirtschaftlich orientierte Anpassung von Schichtdicken ist nicht möglich. Auch können sich verändernde Verkehrsbelastungen und klimatische Bedingungen bei der Wahl des Konstruktionsaufbaus nicht einbezogen werden.“ [BLASL 2021]

„Das empirische Dimensionierungsverfahren nach den RStO 12/20 soll zukünftig durch rechnerische Verfahren ersetzt werden, die das tatsächliche Materialverhalten zu verwendender Baustoffgemische in Form materialspezifischer Modelle sowie berechneter Beanspruchungen, resultierend aus vorhandener Verkehrsbelastung und vorhandenen klimatischen Einflüssen, einbeziehen. Aus Belastungszuständen werden Beanspruchungszustände ermittelt, aus denen Lebensdauern abgeleitet werden können, wodurch objektbezogene Schichtdickenanpassungen wiederum möglich sind. Hierfür stehen bereits heute dem Anwender die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht“ (RDO Asphalt 2009 bzw. die überarbeitete Version 2021), [RDO Asphalt 2009 bzw. RDO Asphalt 09/2019] sowie die „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ (RDO Beton 2009, [RDO Beton 2009]) zur Verfügung. Die RDO Beton und die RDO Asphalt befinden sich zum aktuellen Zeitpunkt in Überarbeitung.

Im Rahmen des diesem Bericht zugrundeliegenden Forschungsvorhabens werden ausschließlich Asphaltbefestigungen einbezogen. „Zur Durchführung von Prognoserechnungen für die Bewertung von Asphaltbefestigungen stehen dem Anwender verschiedene Methoden zur Verfügung. Die Bewertung von Asphaltbefestigungen kann gemäß den RDO Asphalt [FGSV RDO Asphalt 2009/2019] oder den RSO Asphalt [FGSV RSO Asphalt 2019] erfolgen. Die RDO Asphalt beschreiben ein Berechnungsverfahren, das auf Grundlage von Erfahrungswerten, basierenden auf den in den RStO 12/20 zusammengefassten Befestigungsvarianten, kalibriert wurde. Sie definieren, ausgehend von bekannten Schadensbildern, welche die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen maßgeblich reduzieren, Schadenskriterien. Dies gilt sowohl für gebundene als auch für ungebundene Befestigungsschichten. Vornehmlich wird dabei zwischen Ermüdungsbeständigkeit und Beständigkeit gegenüber plastischer Verformung differenziert. Für jedes maßgebende Schadenskriterium ist nach den RDO Asphalt ein rechnerischer Nachweis an kritischen Punkten der Befestigung (auch als Nachweispunkte bezeichnet) zu führen. Gilt ein Nachweis als nicht erfüllt, so ist ein Befestigungsaufbau so lange anzupassen (i. d. R. durch die Variation einzelner Schichtdicken oder Materialeigenschaften), bis die gewünschte Befestigung die angestrebte Nutzungsdauer weitestgehend schadlos erreicht.“ [BLASL 2021]

„Alternativ kann das Verfahren nach den RDO Asphalt genutzt werden, um für einen gewählten Befestigungsaufbau mit definierten Materialien eine zu erwartende Nutzungsdauer bzw. einen zu erwartenden Ausfallzeitpunkt zu prognostizieren.

Die Nachweisführungen für bestehende Befestigungen (Substanzbewertungen) sind grundsätzlich äquivalent zu den Nachweisführungen für Neubaumaßnahmen. Entscheidender Unterschied ist jedoch, dass bei der Bewertung einer vorhandenen Straßenkonstruktion reale Schichtdicken sowie das tatsächliche Materialverhalten der verwendeten Baustoffgemische berücksichtigt werden kann. Letzteres erfolgt durch labortechnische Untersuchungen von Materialproben (Probekörpern oder Prüfkörpern), die aus der jeweiligen Befestigung entnommenen Bohrkernen gewonnenen werden. Zugrundeliegendes Regelwerk für die Substanzbewertung von flexiblen Straßenkonstruktionen bilden die RSO Asphalt „Richtlinien für die Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise“ [RSO Asphalt 2019]. [BLASL 2021]

„Rechnerische Nachweisführungen können grundsätzlich nach zwei Methoden durchgeführt werden. Stehen im Zug von Dimensionierungs- oder Substanzbewertungsaufgaben keine realen Kenngrößen (bzgl. Schichtdicken und Materialeigenschaften) zur Verfügung, so können auch keine Aussagen hinsichtlich vorhandener Streubreiten getroffen werden. Den einzelnen Kenngrößen sind somit Werte zuzuordnen, die als „mittlere Werte“ bezeichnet werden können. In diesem Fall gilt es, die „deterministische“ Verfahrensweise anzuwenden. Alternativ besteht die Möglichkeit, aus Erfahrungen gesammelte Streubreiten zu benutzen, wodurch ebenfalls die Anwendung der probabilistischen Verfahrensweise möglich wird. Liegen hingegen reale Kenngrößen vor, so weisen die zugrundeliegenden Werte eine definierte Streuung um ebenfalls „mittlere Werte“ auf. Durch statistische Kenngrößen bzw. -werte können die Streubreiten vorhandener Schichtdicken und Materialkenngrößen durch die Anwendung der „probabilistischen“ Verfahrensweise beschrieben und in Klassen eingeteilt werden. Für eine rechnerische Nachweisführung sind die mittleren Eigenschaften einer jeden Klasse einer Kenngröße mit den mittleren Eigenschaften einer jeden Klasse der anderen Kenngröße(n) zu kombinieren. Hierdurch erhöht sich der Rechenaufwand gegenüber der Anwendung der deterministischen Verfahrensweise merklich. Ergebnis sind neben Restnutzungsdauern auch Ausfallwahrscheinlichkeiten, die Auskunft darüber geben, wie viel Prozent einer Fläche, bezogen auf ein Nutzungsjahr, als ausgefallen zu bewerten ist. In Abhängigkeit von der Klassifizierung einer Straßenbefestigung werden unterschiedliche Grenzwerte für Ausfallwahrscheinlichkeiten festgelegt. Wird ein Grenzwert überschritten, so gilt die Befestigung als ausgefallen und Erneuerungsmaßnahmen sind einzuplanen.“ [BLASL 2021]

Die Anwendung der probabilistischen Verfahrensweise erlaubt ein differenziertes Erhaltungsmanagement, wodurch Maßnahmen besser geplant und zur Verfügung stehende finanzielle Mittel gezielter investiert werden können. Ergänzende Informationen zur Anwendung und zum Vergleich der deterministischen und der probabilistischen Verfahrensweise können in den RSO Asphalt ([RSO Asphalt 2019]) nachgelesen werden. [BLASL 2021] Abschließend gilt zu bemerken, dass die Nachweis- bzw. Berechnungsverfahren gemäß den RDO Asphalt und den RSO Asphalt bisher nur für Asphalttragschichten definiert und kalibriert wurden.

5.1.2 Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit einer Asphaltbefestigung

Eine Asphaltbefestigung ermüdet in Abhängigkeit von den einwirkenden Belastungen (thermisch oder Verkehrslast bedingt) unterschiedlich stark. Die einzelnen Belastungszustände treten zudem unterschiedlich häufig auf.

„Um von Einzelschädigungen auf eine Gesamtschädigung zu schließen, sollten die Teilschädigungen in Abhängigkeit von den jeweiligen Auftretenshäufigkeiten kumuliert werden. Besonders etabliert ist die Anwendung der Schadenshypothese nach Miner von 1945 [MINER 1945]. Durch die lineare Akkumulation aller Teilschädigungen pro Lastwechsel s_i ergibt sich eine Gesamtschädigung. Diese wird auch als Schadenssumme S oder Summe nach Miner bezeichnet (vgl. Gl. 5-1). Nimmt die Gesamtschädigung einen Wert ≥ 1 an, so ist eine Schädigung $\geq 100\%$ anzunehmen. Dies entspricht beim Ermüdungsnachweis einem Ermüdungsstatus von $\geq 100\%$. Das Jahr, in dem ein Schädigungsgrad von 100% erreicht wird, wird als Ausfalljahr oder Ausfallzeitpunkt definiert.

Eine Teilschädigung, resultierend aus einem Beanspruchungszustand i , lässt sich aus dem Verhältnis von vorhandener ($N_{\text{vorh},i}$) zu zulässiger ($N_{\text{zul},i}$) Lastwechselanzahl berechnen (vgl. Gl. 5-2). Dieser Zusammenhang kann als Grundlage für verschiedene Nachweise herangezogen werden. Die Berechnung der zulässigen (ertragbaren) Lastwechselanzahl ist vom gewählten Nachweis abhängig. Die vorhandene Lastwechselanzahl errechnet sich aus dem Produkt der Auftretenshäufigkeiten der Belastungszustände, die den Beanspruchungszustand i bedingen, und der prognostizierten Anzahl äquivalenter 10-t-Achsübergänge (AÜ) im Prognosezeitraum. Bei Änderung der Zunahme des Schwerverkehrsanteils während des Nutzungszeitraums ist jahresweise vorzugehen.

Für den Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit von Asphaltbefestigungen beschreibt ein Beanspruchungszustand i eine Belastungskombination aus Temperaturzustand und Verkehrsbelastung. Die vorhandene Lastwechselanzahl errechnet sich somit aus dem Produkt der Auftretenshäufigkeit eines Temperaturzustandes $H_{T,m}$, einer Verkehrslast $H_{V,n}$ und der prognostizierten Anzahl äquivalenter 10-t-Achsübergänge N .“ [BLASL 2021]

$$\sum_{\text{MINER}} = S = \sum_i s_i \leq 1 \quad \text{Gl. 5-1}$$

$$\sum_i s_i = \sum_{i=1}^i \frac{N_{\text{vorh},i}}{N_{\text{zul},i}} \quad \text{Gl. 5-2}$$

$$= \frac{N_{\text{vorh},1}}{N_{\text{zul},1}} + \frac{N_{\text{vorh},2}}{N_{\text{zul},2}} + \frac{N_{\text{vorh},3}}{N_{\text{zul},3}} + \dots \frac{N_{\text{vorh},i}}{N_{\text{zul},i}}$$

$$\sum_i s_i = \sum_{m,n} \frac{H_{T,m} \cdot H_{V,n} \cdot N}{N_{\text{zul},m,n}} \quad \text{mit} \quad i = m \cdot n \quad \text{Gl. 5-3}$$

mit

S	[%]	Schadenssumme
i	[-]	Nummer/Anzahl zu berücksichtigender Belastungszustände
s_i	[%]	Teilschädigung im Belastungszustand i
$N_{vorh,i}$	[-]	zu erwartende Lastwechselanzahl für den Belastungszustand i
$N_{zul,i}$	[-]	zulässige Lastwechselanzahl für den Belastungszustand i
m	[-]	Nummer/Anzahl der Temperaturzustände
n	[-]	Nummer/Anzahl der Achslastklassen
$N_{zul,m,n}$	[-]	zulässige Lastwechselanzahl für die Überlagerung der Belastungszustände m und n
$H_{T,m}$	[-]	Häufigkeit der charakteristischen Oberflächentemperatur m
$H_{V,n}$	[-]	Häufigkeit der Achslastklasse n
N	[-]	Summe äquivalenter 10-t-Achsübergänge

„Die zulässige Lastwechselanzahl ist hingegen materialabhängig und muss für das jeweilige Asphaltmaterial in der nachzuweisenden Befestigungsschicht in Abhängigkeit vom Beanspruchungszustand i bestimmt werden. D. h., beim Ermüdungsnachweis sind für jeden Beanspruchungszustand i die maßgebenden Zugdehnungen zu ermitteln und unter Einbeziehen der Ermüdungsfunktion des Asphaltmaterials in der nachzuweisenden Schicht ist anschließend jeweils die zulässige Lastwechselanzahl zu bestimmen. Für den Ermüdungsnachweis von Asphaltbefestigungen lässt sich die Summe nach Miner somit nach Gl. 5-3 berechnen.

Die Anzahl zu berücksichtigender Temperaturzustände (n) und Achslastklassen (m) ist abhängig vom verwendeten/gültigen Regelwerk. Des Weiteren gilt zu bemerken, dass die Berechnung der zulässigen Lastwechselanzahlen $N_{zul,i}$ unter Berücksichtigung eines gewissen Sicherheitsbedürfnisses zu erfolgen hat. Ziel ist es, die unter Laborbedingungen ermittelten Lastwechselzahlen an in der Realität zu erwartende Lastwechselanzahlen anzupassen.

Gemäß den RDO Asphalt 09 [FGSV RDO Asphalt 2009] gilt es, Gl. 5-4 zur Berechnung der zulässigen Lastwechselanzahlen $N_{zul,i}$ für den Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit anzuwenden.“ [BLASL 2021]

Mit den RDO Asphalt 09/19 [FGSV RDO Asphalt 2009/2019] wird nun der Ausdruck SF/F durch den Anpassungsfaktor SF ersetzt (vgl. Gl. 5-5) Dieser wurde durch Kalibrierrechnungen zu den in den RStO 12 [FGSV RStO 2012/2020] gelisteten Befestigungen ermittelt.

$$N_{zul} = \frac{SF}{F} \cdot b_1 \cdot e^{b_2} \quad \text{Gl. 5-4}$$

$$AF = \frac{SF}{F}$$

Gl. 5-5

mit

N_{zul}	[-]	zulässige Lastwechselanzahl bis zur Rissentstehung in der nachzuweisenden Schicht
e	[-]	elastische Anfangsdehnung im Ermüdungsversuch
b_1	[-]	Materialkennwert, bestimmt durch Regression der Ergebnisse einer Serie von Ermüdungsversuchen
b_2	[-]	Materialkennwert, bestimmt durch Regression der Ergebnisse einer Serie von Ermüdungsversuchen
SF	[-]	Shifffaktor, für indirekten Zug-Schwellversuch mit SF = 1.500 anzunehmen
F	[-]	Sicherheitsfaktor, ermittelt durch Kalibrierrechnungen für Aufbauten gemäß RStO 12, Tafel 1
AF	[-]	Anpassungsfaktor für nachzuweisende Schicht

Für Dimensionierungs- und Substanzbewertungsaufgaben sind unterschiedliche Anpassungsfaktoren zu verwenden. D. h., beiden Herangehensweisen liegen unterschiedliche Sicherheitsbedürfnisse zugrunde. Da bei der Bewertung bestehender Befestigungen tatsächlich vorhandene Schichtdicken und Materialeigenschaften, sowie deren reale Streubreiten, berücksichtigt werden können, ist hier eine gesichertere Prognose der verbleibenden Nutzungsdauer möglich als es bei der Dimensionierung von Neubaumaßnahmen der Fall ist. Da hier nur mit fiktiven, bzw. im Labor ermittelten, Kennwerten gearbeitet werden kann, ist hier ein größeres Sicherheitsniveau erforderlich. Aus dieser Überlegung erschließt sich, dass bei Anwendung des deterministischen und des probabilistischen Verfahrens unterschiedliche Anpassungsfaktoren zu verwenden sind.

Zu verwendende Anpassungsfaktoren im Rahmen von Prognose- bzw. Dimensionierungsberechnungen nach den RDO Asphalt können dem Arbeitspapier „Ermittlung von Anpassungs- und Sicherheitsfaktoren für die Dimensionierung von Asphaltbefestigungen“ [FGSV EADA, 2022] entnommen werden. [BLASL 2021] Für die Festlegung von Anpassungsfaktoren bei Anwendung der RSO Asphalt steht derzeit kein vergleichbares Arbeitspapier zur Verfügung. Aufgrund dessen, dass bei Berücksichtigung tatsächlicher Materialeigenschaften im Rahmen von Prognose- bzw. Bewertungsaufgaben ein geringeres Sicherheitsniveau als bei Dimensionierungsaufgaben angenommen werden kann, wird zum aktuellen Zeitpunkt empfohlen, die für die RDO Asphalt bereitgestellten Sicherheitsfaktoren bei Anwendung der RSO Asphalt um 30% zu reduzieren, d.h. die Anpassungsfaktoren mit dem Faktor 1,3 zu multiplizieren.

5.1.3 Prognose der Spurrinnenentwicklung einer Asphaltbefestigung

Das derzeit gültige Regelwerk, die RDO Asphalt 09 [FGSV RDO Asphalt 2009], fordert die Überprüfung einer eventuellen Spurrinnengefährdung für Asphaltdeck- und -binderschichten. Eine fundierte Nachweisführung, ähnlich dem Ermüdungsnachweis, ist jedoch noch nicht implementiert. Für eine allumfassende Prognose oder Bewertung der Spurrinnengefährdung einer Asphaltbefestigung sollte, wie beim Ermüdungsnachweis, die gesamte Befestigungskonstruktion einbezogen werden. Auch hier gilt es, in Abhängigkeit von unterschiedlichen Belastungszuständen vorab Beanspruchungszustände in der Befestigung zu ermitteln, aus denen dann maßgebende Kenngrößen und -werte gewählt und als Eingangsdaten für Prognoserechnungen verwendet werden. Solch eine Prognose wird in der Literatur als Spurrinnenprognose bezeichnet. Das Grundprinzip der derzeit verfolgten Methodik wird in [KAYSER et al. 2011] und [DRAGON & REINHARDT 2015] beschrieben. Zeißler hat diesen Ansatz nochmals erweitert [ZEISSLER 2022]. [BLASL 2021]

Nachfolgend wird das Grundprinzip des im Rahmen des diesem Bericht zugrundeliegenden Forschungsvorhabens angewendeten Prognoseverfahrens vorgestellt.

„Das Verfahren zur Prognose der Spurrinnenbildung basiert auf der Überlegung, dass für jeden einzelnen auf die Straßenkonstruktion einwirkenden Belastungszustand die Beanspruchung berechnet werden kann und resultierend hieraus die bleibenden Dehnungen akkumuliert werden können. Die Ableitung der Impulskriechkurven für jeden Beanspruchungszustand erfolgt auf der Grundlage des Stoffmodells zum Verformungsverhalten (vgl. Abschnitt 4.2.3). Dabei ist jeder Beanspruchungszustand durch eine bestimmte Kombination der Belastungsgrößen Temperatur- und Verkehrslast definiert. Des Weiteren werden jedem Beanspruchungszustand in Abhängigkeit von der Eintrittswahrscheinlichkeit Lastwechselzahlen zugeordnet. Die Reihenfolge, in der die Belastungszustände b_n auftreten, als auch die Kombination der Belastungsgrößen (Temperatur und Verkehrslast), sind dabei „quasi“ zufällig. Um die zufällige Abfolge der Beanspruchungszustände sowie der damit verbundenen Lastwechsel realitätsnäher abzubilden, werden die jedem Belastungszustand zugehörigen Lastwechselzahlen $N(b_n)$ in Einzelpakete (Lastwechselpakete) ω mit $\omega=1 \dots k_\Omega$ untergliedert (siehe Gl. 5-6). Die Lastwechselpakete kennzeichnen die maximale Anzahl an aufeinander folgenden Lastwechseln eines Beanspruchungszustandes, wobei die Anzahl k_Ω frei wählbar ist. Je größer k_Ω gewählt wird, desto besser ist die Anpassung an die Realität, bei zeitgleich größer werdendem Berechnungsaufwand für die Spurrinnenprognose. Eine schematische Darstellung der zufälligen Reihung der Beanspruchungszustände sowie der Lastwechselpakete ist in Abb. 5-1 enthalten.“ [ZEISSLER 2022]

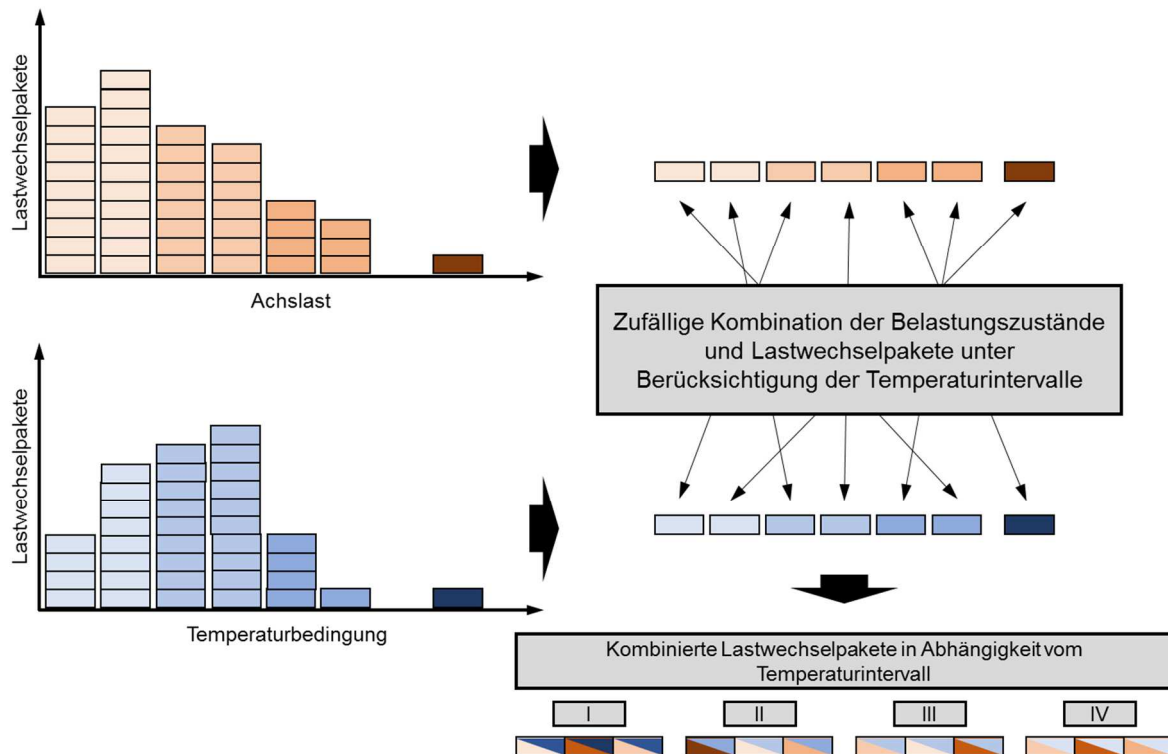


Abb. 5-1: Schematische Darstellung der zufälligen Reihung der Belastungszustände sowie der Zufallskombination der Belastungsgrößen bzw. der zugehörigen Lastwechselpakete unter Berücksichtigung der Temperaturintervalle [KAYSER 2011] in [ZEISSLER 2022]

$$N(b_n) = \sum_{\omega} N(b_n)_{\omega} \quad \text{Gl. 5-6}$$

mit

$N(b_n)$ [-] Gesamtlastwechselzahl im Belastungszustand b_n
 $N(b_n)_{\omega}$ [-] Lastwechselzahl im Belastungszustand b_n des Lastwechselpaketes ω

„Die Anzahl k_B der Belastungszustände b_n ist abhängig von der Anzahl k_T der Temperaturzustände t_i [KAYSER 2007] sowie der Anzahl k_V der Verkehrslastzustände v_j [UHLIG 2019].“ [ZEISSLER 2022]

$$k_B = k_T \cdot k_V \quad \text{Gl. 5-7}$$

mit

k_B [-] Anzahl der Belastungszustände
 k_T [-] Anzahl der Temperaturzustände
 k_V [-] Anzahl der Verkehrslastzustände (Achslastklassen)

„Um den jahreszeitbedingten Änderungen der Fahrbahnoberflächentemperaturen Rechnung zu tragen und somit auszuschließen, dass durch den Zufallsprozess unplausible Temperaturfolgen generiert werden, müssen weitere Ordnungskriterien eingeführt werden. Der gesamte Temperaturbereich, der für die Spurrinnenprognose relevant ist, wird in unterschiedliche Intervalle Γ gegliedert und durch Zugehörigkeitsfunktionen $Z(t_i)$, welche die Wahrscheinlichkeit der Zugehörigkeit jeder Temperaturklasse zu diesen Intervallen angeben, beschrieben (siehe Abb. 5-2).“ [ZEISSLER 2022]

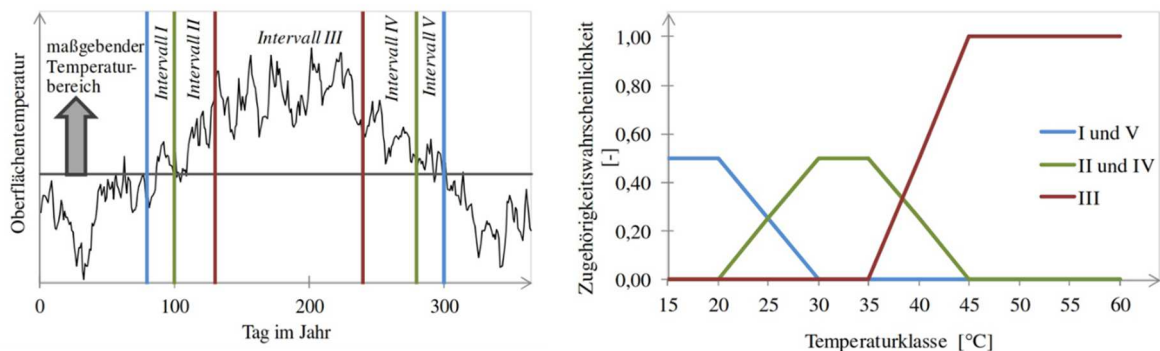


Abb. 5-2: Schematische Darstellung der Temperaturintervalle bezogen auf den Jahresgang der Fahrbahnoberflächentemperaturen (links) sowie der Zugehörigkeitsfunktionen bezogen auf Temperaturintervalle (rechts) [KAYSER 2011] in [ZEISSLER 2022]

„Die Wahrscheinlichkeit des Temperaturzustandes t_i im Temperaturintervall Γ ergibt sich nach Gl. 5-8.

$$P_{\Gamma}(t_i) = P(t_i) \cdot Z_{\Gamma}(t_i) \quad \text{Gl. 5-8}$$

mit

$P_{\Gamma}(t_i)$	[-]	Wahrscheinlichkeit des Temperaturzustandes t_i im Temperaturintervall Γ
$Z_{\Gamma}(t_i)$	[-]	Wahrscheinlichkeit der Zugehörigkeit des Temperaturzustandes t_i zum Temperaturintervall Γ
$P(t_i)$	[-]	Wahrscheinlichkeit des Temperaturzustandes t_i

Unter Berücksichtigung der Temperaturverteilung, der Zugehörigkeitsfunktion sowie der Anzahl der Lastwechselpakete werden jedem einzelnen Temperaturintervall Γ einzelne Temperaturpakete zugordnet. Im Ergebnis der zufälligen Überlagerung der Achslastpakete und der Temperaturpakete ergibt sich getrennt für jedes Temperaturintervall eine zufällige Reihenfolge von Lastwechselpaketen, die aus den auftretenden Kombinationen aus Achslast und Temperaturzustand bestehen. Diese zufällige Reihenfolge von Lastwechselpaketen (getrennt nach Temperaturintervallen) bildet die Grundlage der Berechnung der bleibenden Dehnungen.

Das Temperaturintervall I und V aus Abb. 5-2 kann vereinfacht zu einem Temperaturintervall zusammengefasst werden, da diese beiden Temperaturintervalle in der jahreszeitlichen Abfolge aufeinander folgen.“ [ZEISSLER 2022]

„Die Berechnung der bleibenden Dehnungen erfolgt nach Gl. 5-9. Hierfür müssen für jeden Belastungszustand ξ die Modellparameter A_ξ und B_ξ bestimmt werden.

$$\varepsilon_\xi = A_\xi \cdot \log_{10}(N_\xi + \tilde{N}_\xi)^{B_\xi} \quad \text{Gl. 5-9}$$

mit

ε_ξ	[‰]	kumulierte bleibende Dehnung nach beliebig vielen Belastungszuständen/Lastwechselpaketen einschl. dem aktuellen Belastungszustand/Lastwechselpaket ξ
N_ξ	[-]	Lastwechselzahl im aktuellen Belastungszustand/Lastwechselpaket ξ
\tilde{N}_ξ	[-]	fiktive Lastwechselzahl im aktuellen Belastungszustand/Lastwechselpaket ξ
A_ξ, B_ξ	[-]	Modellparameter in Abhängigkeit vom Belastungszustand ξ

Um die bleibenden Dehnungen für die Abfolge von unterschiedlichen Belastungszuständen und Lastwechselpaketen zu einer gesamten bleibenden Dehnung zu akkumulieren, muss für den jeweils betrachteten Belastungszustand eine fiktive Lastwechselzahl \tilde{N}_ξ berechnet werden (siehe Abb. 5-3).“ [ZEISSLER 2022]

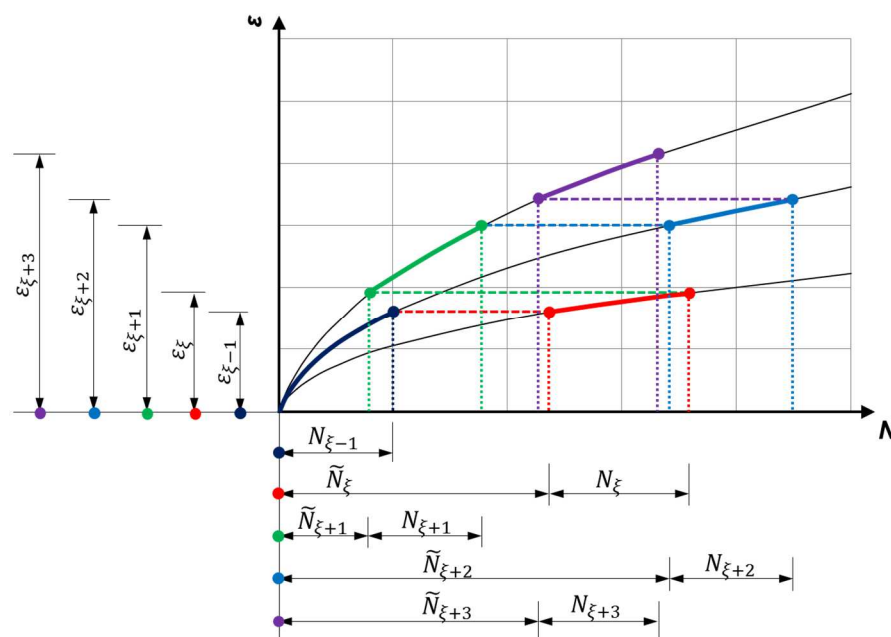


Abb. 5-3: Schematische Darstellung des Akkumulationsprozesses der bleibenden Dehnungen [ZEISSLER 2022]

„Diese fiktive Lastwechselzahl \tilde{N}_ξ beschreibt die Lastwechselzahl, welche notwendig wäre, um die bleibende Dehnung $\varepsilon_{\xi-1}$ des vorangegangenen Belastungszustandes/Lastwechselpaketes unter den Bedingungen des betrachteten/aktuellen Belastungszustandes ξ zu erzeugen. Die Berechnung der fiktiven Lastwechselzahl \tilde{N}_ξ erfolgt nach Gl. 5-10.“ [ZEISSLER 2022]

$$\tilde{N}_\xi = 10^{\left(\frac{\varepsilon_\xi - 1}{A_\xi}\right)^{\frac{1}{B_\xi}}} \quad \text{Gl. 5-10}$$

„Unter Verwendung von Gl. 5-9 und Gl. 5-10 lassen sich die bleibenden Dehnungen für beliebig viele aufeinander folgende Belastungszustände und Lastwechselpakete zu einer kumulierten bleibenden Gesamtdehnung akkumulieren. Voraussetzung für den Akkumulationsprozess ist die Kenntnis der Modellparameter A_ξ und B_ξ für den jeweiligen Belastungszustand ξ sowie die Lastwechselzahl des jeweiligen Lastwechselpaketes.“ [ZEISSLER 2022]

Ergänzende Information zur Berücksichtigung von Zug- und Druckbeanspruchungen können ebenfalls in [ZEISSLER 2022] nachgelesen werden.

„Der Akkumulationsprozess endet mit der Berechnung des letzten Beanspruchungszustandes p . Die finale bleibende Dehnung ε_{pl} ergibt sich nach Gl. 5-11 aus der Summe aus dem Übertragungswert der vorletzten Zustandsphase u_{n-1} und der finalen bleibenden Dehnung der letzten Zustandsphase $\varepsilon_{n,m}$.“ [ZEISSLER 2022]

$$\varepsilon_{pl} = \varepsilon_{n,m} + u_{n-1} \quad \text{Gl. 5-11}$$

Eine ausführliche Beschreibung der Umsetzung der Berechnung kumulierter Dehnungen wird in [ZEISSLER 2022] ebenfalls geboten.

Abb. 5-4 zeigt abschließend (gemäß den Ausführungen in Abschnitt 5.1.3) einen Teil des Berechnungsquerschnittes der Asphaltschichten einer Straßenbefestigung. Die senkrechte Linie, jeweils am linken Bildrand, kennzeichnet die Symmetrieachse des verwendeten Berechnungsmodells und ist somit mittig unterhalb der Lasteinleitungsfläche einzuordnen. Dargestellt werden jeweils die Gesamtverformung, sowie farblich hinterlegt, links die kumulierte bleibende Dehnung in vertikaler Richtung und rechts die kumulierte bleibende Dehnung in axialer Richtung. „Je nach Steifigkeitsverhalten und Verformungsverhalten der einzelnen Asphaltschichten bilden sich Bereiche mit bleibenden Stauchungen (negative plastische Dehnung) und bleibenden Dehnungen aus.“ [ZEISSLER 2022] Aus visuellen Darstellungen wie in Abb. 5-4 lässt sich bereits eindeutig ableiten, welche Schicht(en) maßgeblich zur Ausbildung der prognostizierten Spurrinne beitragen.

Aus der Gesamtverformung an der Oberseite einer Befestigung, bzw. eines Berechnungsmodells, kann im Anschluss gemäß Abb. 5-5 (links) die maximale Spurrinnentiefe für jedes beliebige Nutzungsjahr bestimmt werden. „In Anlehnung an die [ZTV ZEB-StB] ergibt sich die maximale Spurrinnentiefe aus der Differenz der Einsenkung im Bereich der Lastachse sowie der Aufwölbung neben der Lastaufstandsfläche bis zu einem Abstand von 1 m von der Lastachse.“ [ZEISSLER 2022] Wird die maximale Spurrinnentiefe im Anschluss in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr dargestellt, so ergibt sich ein Zusammenhang wie in Abb. 5-5 (rechts). Der dargestellte Verlauf entspricht der prognostizierten Spurrinnenentwicklung.

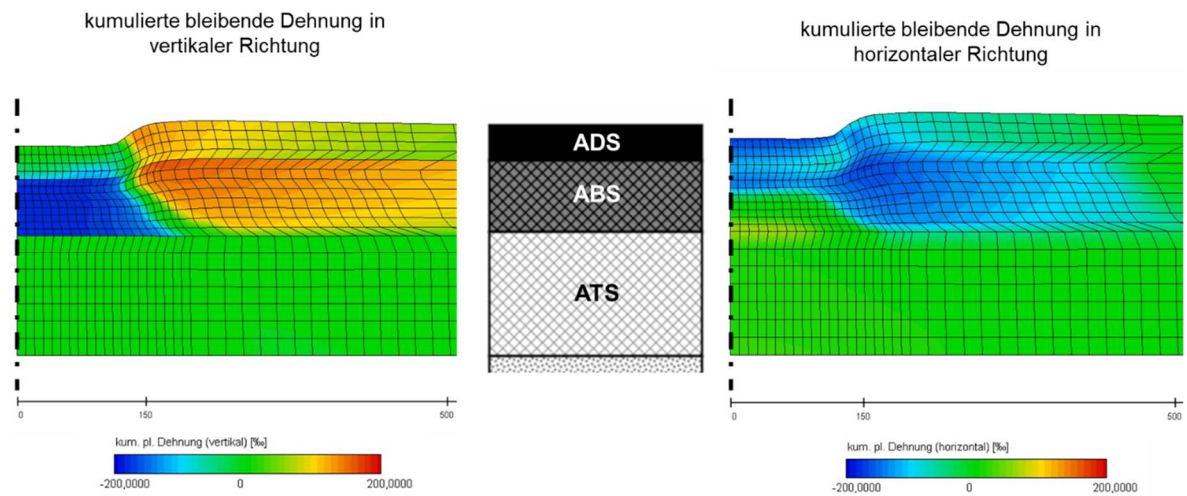


Abb. 5-4: Exemplarische Darstellung der Gesamtverformungen in [ZEISSLER 2022]

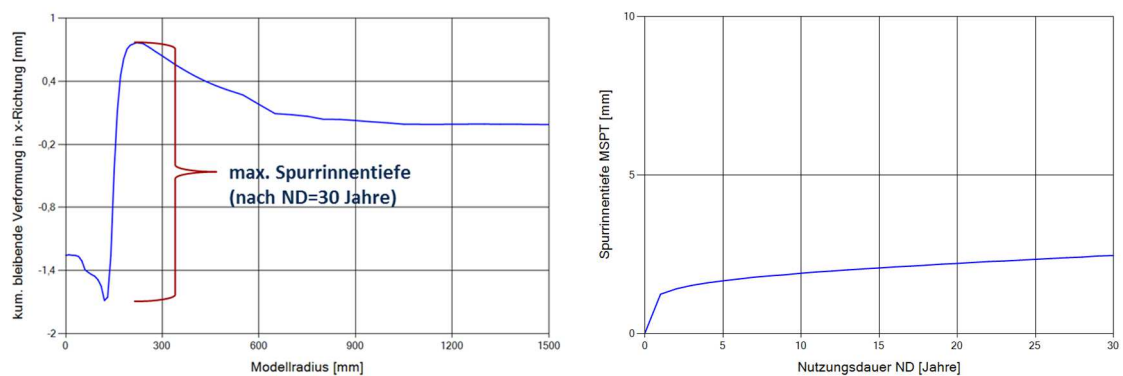


Abb. 5-5: Bestimmung der maximalen Spurrinnentiefe (links), Entwicklung der maximalen Spurrinnentiefe MSPT über die Nutzungsdauer (rechts); jeweils an der Oberseite der Asphaltdeckschicht

6 ASPHALTUNTERSUCHUNGEN – VARIATION ASPHALTZUSAMMENSETZUNG

Zur Bewertung des gebrauchungsverhaltensorientierten Materialverhaltens von Gummimodifiziertem Asphalt wurden verschiedene Gummimodifizierte Asphalte sowie geeignete Referenzasphalte hergestellt (vgl. Abschnitt 6.1). Die Materialherstellung erfolgte ausschließlich an der Mischanlage. Das Mischgut wurde sowohl auf Testfeldern eingebaut, um eine realitätsnahe Verdichtung zu gewährleisten, als auch in Eimern zurückgestellt, um unter Laborbedingungen das an der Mischanlage hergestellte Mischgut zu verarbeiten. Die Herstellung der für die durchzuführenden Spaltzug-Schwell- und Druck-Schwellversuche benötigten Probekörper erfolgte somit aus in situ und unter Laborbedingungen verdichtetem Material (vgl. Abschnitt 6.2).

6.1 Untersuchte Asphaltgemische

In den durchgeführten Untersuchungen wurde das Deckschichtgemisch AC 11 D SP und das Tragschichtgemisch AC 22 TS einbezogen. Beide Materialien wurden jeweils mit unterschiedlichen Bitumen und variierenden Bindemittelgehalten hergestellt. Die Asphalttrag-schichtvarianten beinhalten zusätzlich jeweils 35 M.-% Recyclingmaterial. Die final hergestellten Varianten sind in Tab. 6-1 zusammengefasst.

	Materialbezeichnung	SZSV-Steifigkeit	SZSV-Ermüdung	DSV
Deckschichtvarianten AC 11 D SP	DS_50-70 mit 6,0 M.-%	x	x	x
	DS_PmB mit 6,0 M.-%	x	x	x
	DS_GmB mit 6,0 M.-%	x	x	x
	DS_GmB mit 6,5 M.-%	x	x	x
	DS_GmB mit 7,0 M.-%	x	x	x
	DS_GmB mit 7,5 M.-%	x	x	x
	Ozon_DS_50-70 mit 6,0 M.-%	x	x	-
	Ozon_DS_PmB mit 6,0 M.-%	x	x	-
	Ozon_DS_GmB mit 6,5 M.-%	x	x	-
Tragschichtvarianten AC 22 TS	TS_50-70 mit 4,5 M.-%	x	x	-
	TS_GmB mit 4,5 M.-%	x	x	-
	TS_GmB mit 5,0 M.-%	x	x	-
	TS_GmB mit 5,5 M.-%	x	x	-
	TS_GmB mit 6,0 M.-%	x	x	-

Tab. 6-1: Übersicht Asphaltmischgutvarianten (Materialbezeichnung projektintern) mit Angabe des Bindemittelgehaltes und in Anwendung gebrachte Versuchsdurchführungen

Zur Bewertung des Einflusses ozonbedingter Alterung auf das mechanische Verhalten von Gummimodifizierten Asphalten wurde das Deckschichtgemisch AC 11 D SP mit einem Bindemittelgehalt von 6,0 M.-% sowie die zwei Referenzvarianten, hergestellt mit dem Straßenbaubitumen 50/70 und dem Polymermodifiziertem Bitumen 25/55-55, im Labor der Professur für Holz- und Pflanzenchemie, ebenfalls der TU Dresden gezielt gealtert [FISCHER & BREMER 2022].

6.2 Herstellung von Prüfkörpern

Die durchgeführten gebrauchsorientierten Materialuntersuchungen beinhalteten sowohl Spaltzug-Schwellversuche als auch Druck-Schwellversuche. Für die Herstellung der hierfür notwendigen Probekörper wurden die in Tab. 6-1 aufgelisteten Materialien großmaßstäblich an einer Mischanlage hergestellt.

Ein Teil des Mischgutes wurde auf Testfeldern eingebaut und entsprechend verdichtet. Aus den einzelnen Testfeldern wurden im Anschluss Bohrkern entnommen, aus denen Prüfkörper für die Durchführung der Spaltzug-Schwellversuche gemäß Abschnitt 4.1.1 hergestellt wurden.

Für die Bereitstellung von Prüfkörpern zur Durchführung von Druck-Schwellversuchen wurden Asphaltplatten gemäß den Ausführungen in Abschnitt 4.2.1 im Labor hergestellt und orthogonal zur Verdichtungsrichtung Prüfkörpern mit einer Zielhöhe von 200 mm und einem Zieldurchmesser von 100 mm herausgebohrt.

6.3 Dimensionierungsrelevante Materialkennwerte der im Labor hergestellten Prüfkörper

Zur Beschreibung des elastischen und des plastischen Verformungsverhaltens wurden sowohl Spaltzug-Schwellversuche als auch Druck-Schwellversuche durchgeführt.

Ergebnis der Spaltzug-Schwellversuche sind Funktionen, die das frequenz- und temperaturabhängige Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten der untersuchten Materialien aufzeigen. Quantifiziert werden die Funktionen durch Funktionsparameter, die als dimensionierungsrelevante Materialkennwerte für Dimensionierungs- bzw. Prognoserechnungen unerlässlich sind.

Die Auswertung der durchgeführten Spaltzug-Schwellversuche erfolgte mit dem Programm ADtoPave [ZEISLER, 2018]. Nachfolgend werden die Ergebnisse der Spaltzug-Schwellversuche schichtweise dargestellt und zusammengefasst.

Die Darstellung des frequenz- und temperaturabhängigen Steifigkeitsverhaltens der untersuchten Materialien erfolgt in Form von Hauptkurven (auch Masterfunktionen genannt) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen. Letztere werden aus den Hauptkurven als grundlegende Materialkennwertfunktion für eine Frequenz von $f=10$ Hz berechnet.

Die durchgeführten Steifigkeitsversuche beinhalten i. d. R. eine Vierfachbelegung eines jeden angesetzten Spannungszustandes. Die Ermüdungsversuche erfolgten bei einer Dreifachbelegung je Spannungsstufe. Gemäß Regelwerk sind drei Belastungsstufen vorzusehen. Ergänzende Ausführungen können Abschnitt 4.1.2 entnommen werden.

Ergebnis der Druck-Schwellversuche am schlanken Probekörper zur Bestimmung des Widerstandes gegen bleibende Verformungen sind Impulskriechkurven, die im Rahmen von Multistage-Versuchen bei einer Prüffrequenz von $f=10$ Hz und verschiedenen Prüftemperaturen und Oberspannungen gemäß den Ausführungen in Abschnitt 4.2.2 ermittelt und aufbereitet werden.

Nachfolgend werden die ermittelten Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen, Ermüdungsfunktionen und Impulskriechkurven aller im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens untersuchten Materialien als Mittelwertfunktionen dargestellt.

6.3.1 Deckschichtgemische – nicht gealtert

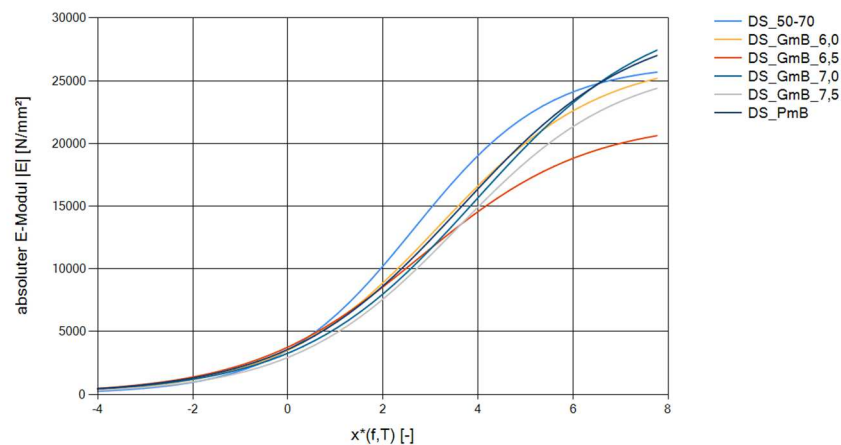
Die in Tab. 6-1 aufgelisteten nicht gealterten Deckschichtmaterialien wurden sowohl hinsichtlich ihres elastischen als auch plastischen Verformungsverhaltens untersucht.

6.3.1.1 Steifigkeitsverhalten und Ermüdungsverhalten

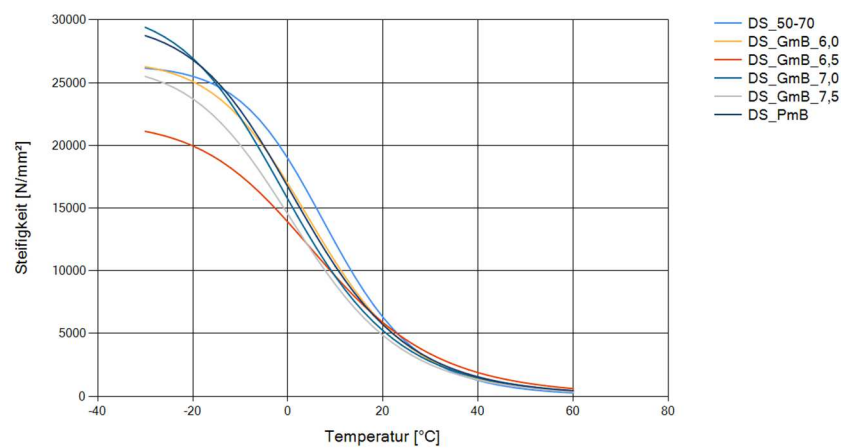
In Abb. 6-1 sind die Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen der nicht gealterten Deckschichtmaterialien zusammengefasst. Die den einzelnen Grafen zugrundeliegenden Stichproben (ausgewerteten Versuchsdaten) liegen diesem Bericht in digitaler Form bei.

Der Vergleich der Hauptkurven und der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion zeigt, dass zwischen den versuchstechnisch ermittelten Steifigkeiten und den in den Gummimodifizierten Asphalten angenommenen Bindemittelgehalten kein linearer Zusammenhang besteht. Die geringste Steifigkeit stellte sich bei dem Asphalt mit einem Bindemittelgehalt von 6,0 M.-% ein. Die höchste Steifigkeit zeigte sich, im einbezogenen Temperatur- und Frequenzbereich, bei der Referenzvariante mit dem Straßenbaubitumen 50/70. Auch die Asphaltvariante mit dem Polymermodifiziertem Bitumen wies eine vergleichsweise hohe Steifigkeit auf.

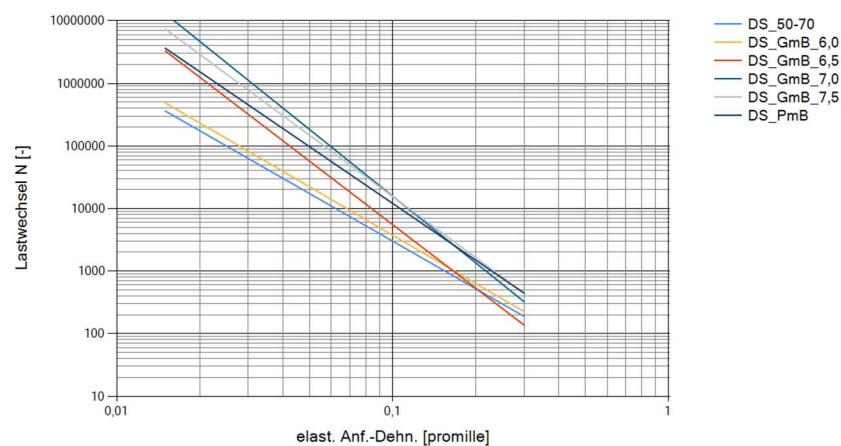
Vergleicht man die ermittelten Ermüdungsfunktionen, so stellt sich hier eine andere Reihung ein. Die Referenzvariante mit dem Straßenbaubitumen 50/70 sowie die Gummimodifizierte Varianten mit dem geringsten Bindemittelgehalt zeigen die schlechteste Ermüdungsbeständigkeit. Die beiden gummimodifizierten Varianten mit dem höchsten Bindemittelgehalt zeigen hingegen die beste Ermüdungsbeständigkeit.



(a) Hauptkurve



(b) Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion



(c) Ermüdungsfunktion

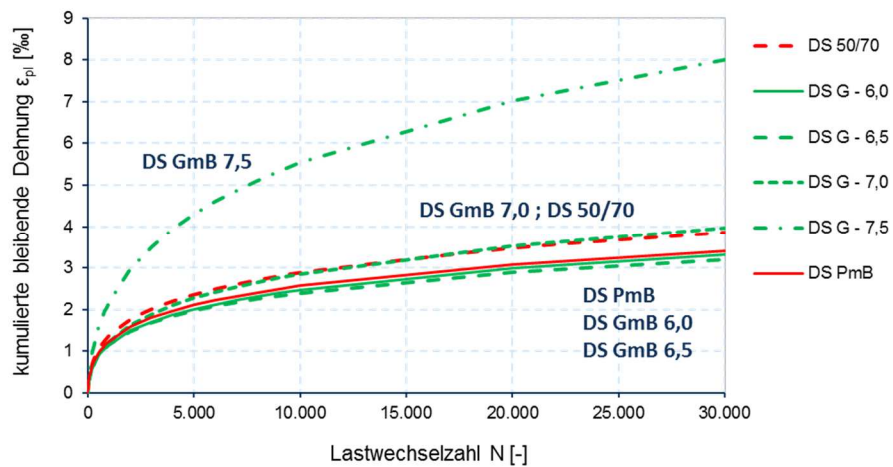
Abb. 6-1: Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen der untersuchten Deckschichtmaterialien

6.3.1.2 Widerstand gegen bleibende Verformung

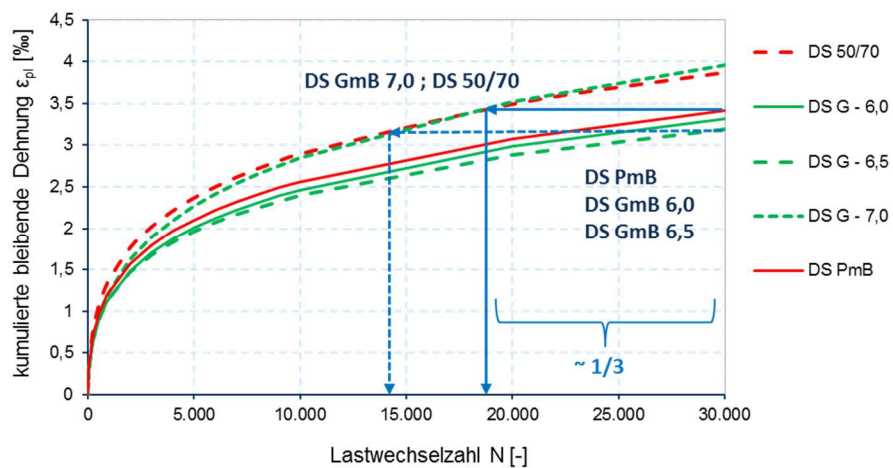
Der Widerstand gegenüber bleibenden Verformungen kann u. a. durch Impulskriechkurven visualisiert werden. Ein Vergleich verschiedener Materialien ist nur bei zugrundeliegenden gleichen Beanspruchungszuständen (Temperatur, Oberspannung) zulässig. In Abb. 6-3 sind die Impulskriechkurven für alle untersuchten Asphalte (a) für eine elastische Anfangsdehnung von $\epsilon_{el} = 0,05 \text{ ‰}$ vergleichend dargestellt. Gemäß den Ausführungen in Abschnitt 4.2.3 können die Einflüsse resultierend aus Temperatur und Oberspannung funktional beschrieben werden und partiell in Abhängigkeit von der elastischen Anfangsdehnung verglichen werden. Mit zunehmendem Bindemittelgehalt nehmen erwartungsgemäß auch die bleibenden Verformungen zu, wobei zwischen dem Bindemittelgehalt und den dargestellten Verformungen ein deutlich nichtlinearer Zusammenhang besteht.

Der Asphalt mit dem Straßenbaubitumen 50/70 und die Gummimodifizierte Variante mit einem Bindemittelgehalt von 7,0 M.-% zeigen identisches Materialverhalten. Das Verhalten der beiden Varianten mit dem geringeren Bindemittelgehalt ähnelt hingegen dem des Asphalts mit dem Polymermodifiziertem Bitumen. Bei einer elastischen Anfangsdehnung von $\epsilon_{el} = 0,05 \text{ ‰}$ und der entsprechend zugrundeliegenden Prüftemperatur können für die beiden oberen Materialien in Abb. 6-3 (b) im Vergleich zu den unteren Materialien bereits nach 50 % der aufgetragenen Lastwechsel (Beanspruchungszyklen) die gleichen bleibenden Verformungen erreicht werden. In Abb. 6-3 (c) sind außerdem für die gleiche elastische Anfangsdehnung die bleibenden Verformungen für ein Binderschicht- und ein Tragschichtmaterial dargestellt. Die den beiden Verläufen zugrundeliegenden Modellparameter wurden im Rahmen eines anderen Forschungsvorhabens bestimmt und werden im Weiteren als Eingangsdaten für die sich anschließende Prognose der Spurrinnenanfälligkeit (siehe Abschnitt 5.1.3) benötigt.

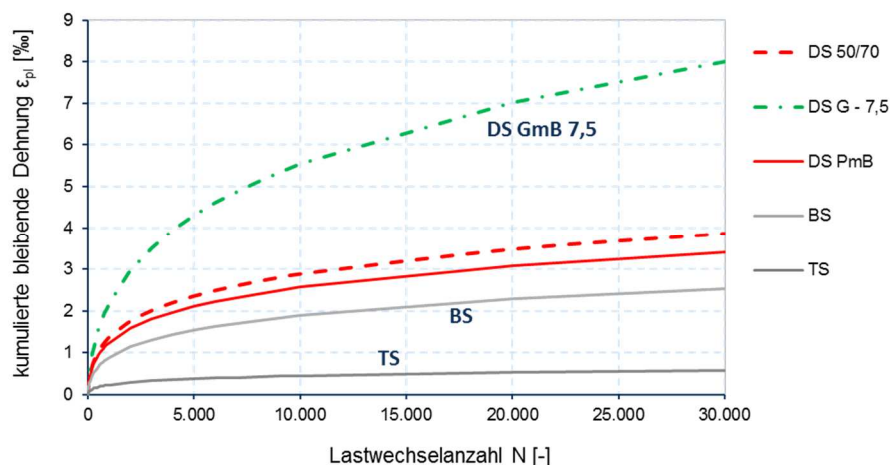
Von einer ganzheitlichen Bewertung des Verformungsverhaltens der der Abb. 6-3 zugrundeliegenden Materialien ist abzusehen, da die Darstellungen nur ausgewählte Beanspruchungskombinationen repräsentieren.



(a) Impulskriechkurven für alle untersuchten Deckschichtmaterialien



(b) Impulskriechkurven ausgewählter Deckschichtmaterialien aus (a)



(c) Impulskriechkurven ausgewählter Deckschichtmaterialien aus (a), vergleichend zzgl. Impulskriechkurven für ein Asphaltbinder- und ein Asphalttragschichtgemisch (untersucht im Rahmen eines anderen Forschungsvorhabens)

Abb. 6-2: Kumulierte bleibende Dehnung ϵ_{pl} bei $\epsilon_{el} = 0,05$ ‰ für die untersuchten und im Rahmen der Spurrinnenprognose benötigten Asphaltdeckschichtgemische

6.3.2 Deckschichtgemische – ozongelaltert

Zur Bewertung des Einflusses ozonbedingter Alterung auf das mechanische Verhalten von Gummimodifizierten Asphalten wurde das Deckschichtgemisch AC 11 D SP mit einem Bindemittelgehalt von 6,0 M.-% sowie die zwei Referenzvarianten, hergestellt mit dem Straßenbaubitumen 50/70 und dem Polymermodifiziertem Bitumen 25/55-55 A, im Labor der Professur für Holz- und Pflanzenchemie der TU Dresden gezielt gealtert [FISCHER & BREMER 2022] und anschließend das Steifigkeits- und das Ermüdungsverhalten mittels Spaltzug-Schwellversuch untersucht. Die den einzelnen Grafen zugrundeliegenden Stichproben (ausgewerteten Versuchsdaten) liegen diesem Bericht in digitaler Form bei.

Eine Untersuchung des Einflusses der Ozonalterung auf das Verformungsverhalten der drei Asphalte war aufgrund der Probengeometrie der für die Durchführung von Druck-Schwellversuchen am schlanken Probekörper erforderlichen Prüfkörper nicht möglich.

6.3.2.1 Steifigkeitsverhalten und Ermüdungsverhalten

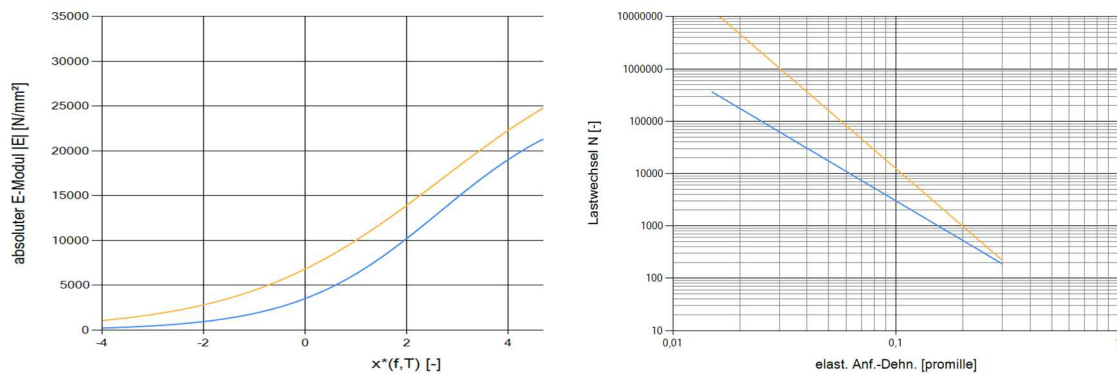
In Abb. 6-3 sind zunächst die Mittelwertfunktionen der Hauptkurven (links) und die Ermüdungsfunktionen (rechts), getrennt für jedes Material jeweils vergleichend für die nicht gealterte (blau) und ozongelalterte (gelb) Asphaltvariante gegenüber gestellt. Ergänzend sind in Abb. 6-4 die Mittelwertfunktionen der Hauptkurven, der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und der Ermüdungsfunktionen vergleichend für die drei Asphalte zusammengefasst, jeweils getrennt für den nicht gealterten und den gealterten Zustand. Ein Vergleich aller nicht gealterten und gealterten Materialien ist in Abb. 6-5 verfügbar.

Die Ozonalterung bewirkt in jedem Fall eine Versteifung des Asphalts und eine Verbesserung der Ermüdungsbeständigkeit. Insbesondere das Steifigkeitsverhalten des Gummimodifizierten Asphalts wird im Vergleich zu dem der beiden anderen Asphalte deutlich weniger durch die Ozonalterung beeinflusst. Die Ozonalterung bedingt hier nur eine relativ geringe Materialversteifung. Die Zugabe von Gummipartikeln kann somit die Alterungsempfindlichkeit von Asphalt (nachweislich hinsichtlich deren Steifigkeitsverhalten) reduzieren. Dies konnte auch im Rahmen der durchgeführten Bitumenuntersuchungen festgestellt werden (vgl. Abschnitt 3.5.2).

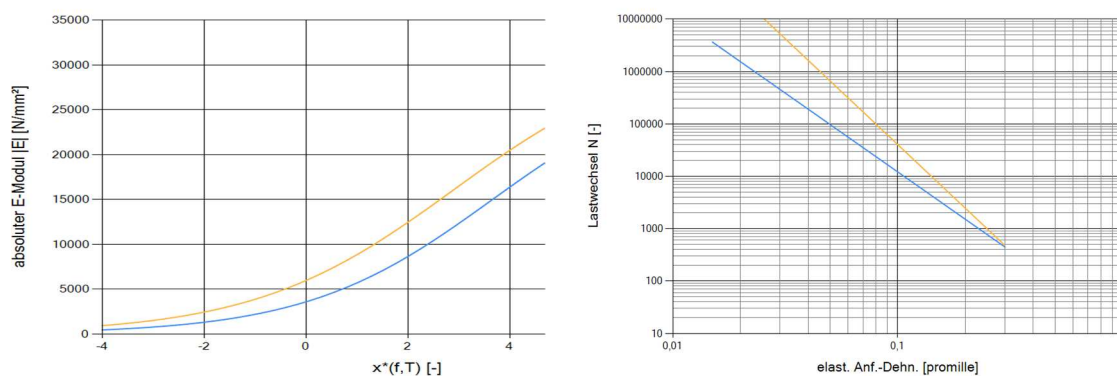
Inwieweit eine fortführende bzw. länger andauernde ozoninduzierte Alterung die beschriebenen Auffälligkeiten noch verstärkt oder nach Überschreiten eines „Kippunktes“ zu gegenteiligen Ergebnissen führt lässt sich auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen nicht abschätzen. Es ist jedoch davon auszugehen, dass mit zunehmendem Grad der Alterung die sich in den durchgeführten Untersuchungen eingestellten Materialeigenschaften einen Grenzzustand (Kippunkt) erreichen und sich anschließend umkehren. Dies bedeutet beispielsweise, dass bei fortschreitender Alterung eine abnehmende Ermüdungsbeständigkeit erwartet werden kann.

Des Weiteren gilt positiv zu bemerken, dass die mit der durchgeführten Ozonalterung erzielten Veränderungen der Materialeigenschaften der drei Asphalte im Rahmen bisheriger Forschungstätigkeiten nicht annähernd festgestellt werden konnten.

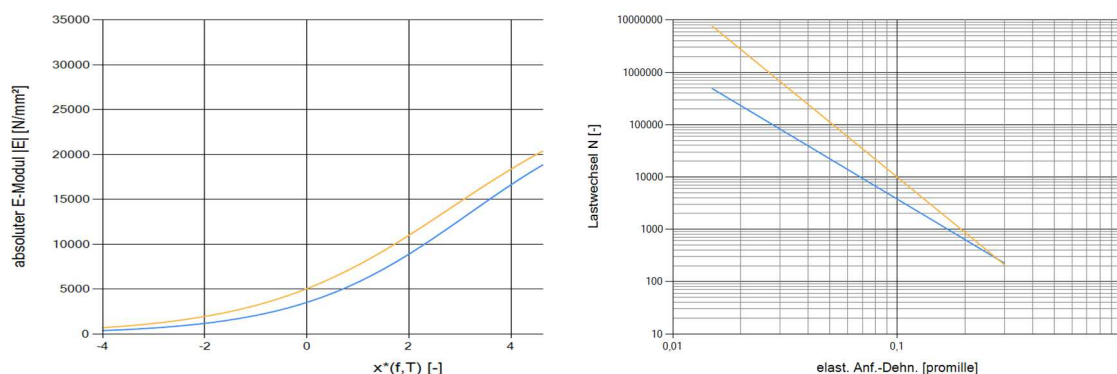
Abschließend sei darauf hingewiesen, dass der Asphalt mit polymermodifiziertem Bitumen im Vergleich zu den beiden anderen Materialien in jedem Fall eine deutliche bessere Ermüdungsbeständigkeit besitzt.



(a) Asphaltdeckschichtgemisch mit Bitumen 50/70



(b) Asphaltdeckschichtgemisch mit Bitumen PmB 25/55-55 A



(c) Asphaltdeckschichtgemisch, gummimodifiziert: GmB, „fein“, 15 %

Abb. 6-3: Hauptkurven (links) und Ermüdungsfunktionen (rechts) der nicht gealterten (blau) und ozongeleiteten (gelb) Asphalte; Bindemittelgehalt: 6,0 M.-%

Einfluss der Gummimodifizierung auf das Alterungsverhalten und die Wiederverwendung von Asphaltgemischen im Freistaat Sachsen (Stand 08/2022)

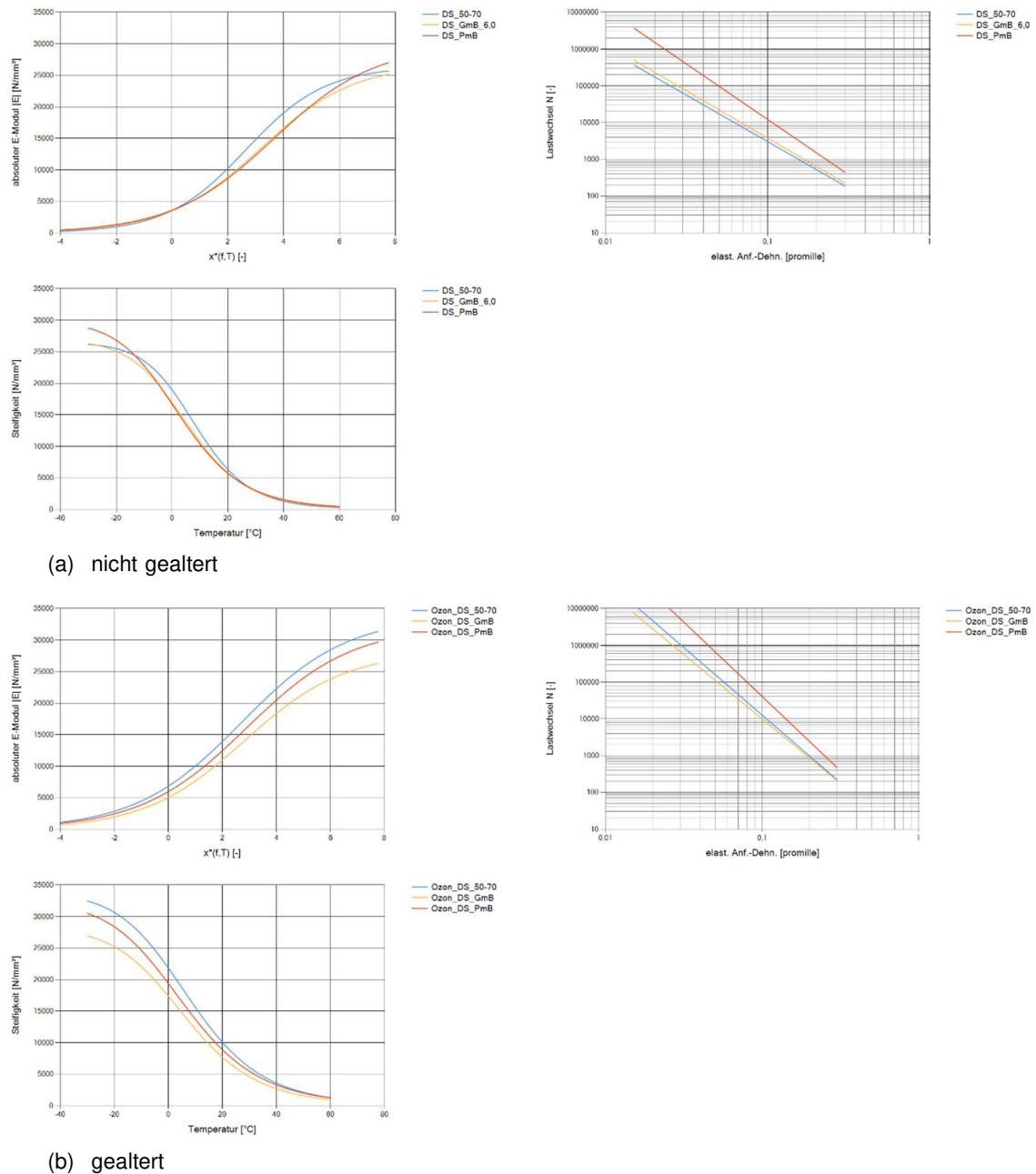


Abb. 6-4: Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen nicht gealterter (a) und gealterter (b) Asphalte

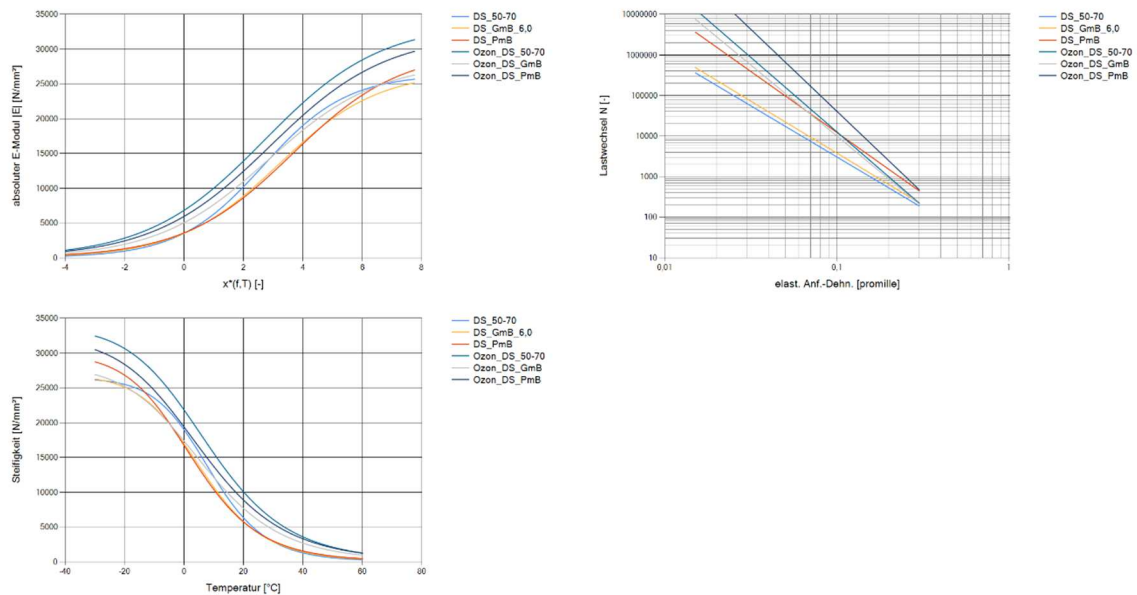


Abb. 6-5: Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen nicht gealterter (gelb) und gealterter (blau) Asphalte

6.3.3 Tragschichtgemische – nicht gealtert

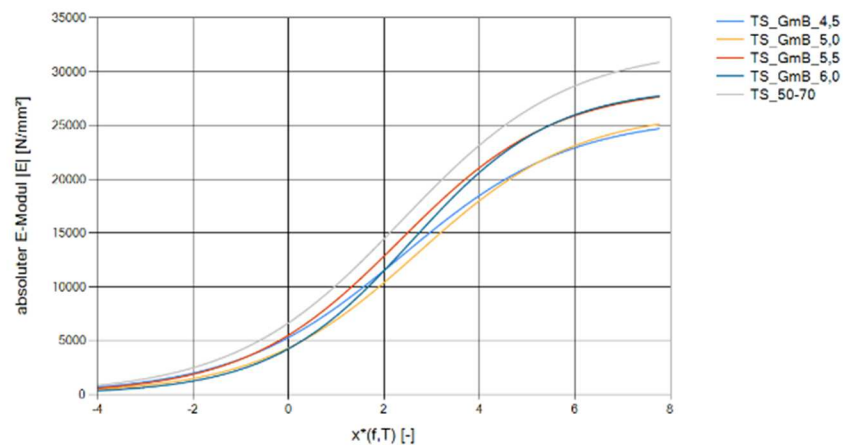
Ähnlich den voran beschriebenen Untersuchungen zu den Asphaltdeckschichtgemischen wurden verschiedene Tragschichtgemische hergestellt, die sich sowohl in der Art als auch in der Menge des verwendeten Bitumens unterscheiden. Da die Spurrinnenanfälligkeit bei Tragschichtgemischen nur von untergeordneter Bedeutung ist, wurde der Einfluss der Asphalzzusammensetzung nur in Hinblick auf das Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten der Tragschichtgemische untersucht.

6.3.3.1 Steifigkeitsverhalten und Ermüdungsverhalten

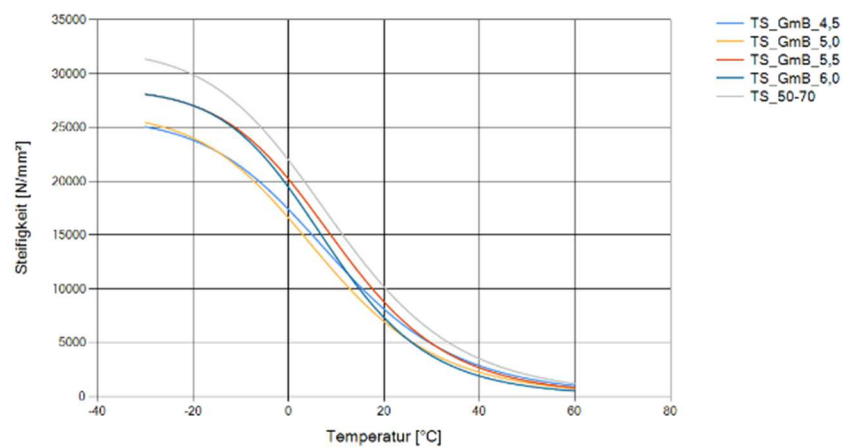
In Abb. 6-6 sind die Mittelwertfunktionen der Hauptkurven, der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und der Ermüdungsfunktionen der untersuchten Tragschichtgemische zusammengefasst.

Die Asphaltvariante, hergestellt mit dem Straßenbaubitumen 50/70, zeigte die größte Steifigkeit. Die beiden Gummimodifizierten Asphalte mit den geringsten Bindemittelgehalten wiesen hingegen die geringsten Materialsteifigkeiten auf, was vermuten lässt, dass hier der Bindemittelgehalt unterhalb des Optimums liegt. Die beiden Gummimodifizierten Asphalte mit den höheren Bindemittelgehalten liegen im Vergleich zu den drei genannten Varianten im mittleren Bereich.

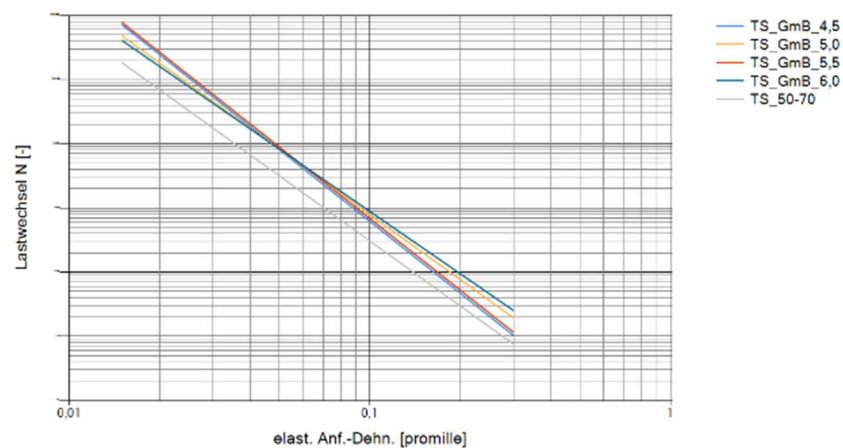
Betrachtet man die Ermüdungsfunktionen der fünf Materialien, so zeigt sich hier eine andere Reihung der Materialien. Die Referenzvariante mit dem Straßenbaubitumen 50/70 zeigt die größten elastischen Dehnungen bei gleicher Beanspruchung. Das Referenzmaterial weist somit die schlechteste Ermüdungsbeständigkeit auf.



(a) Hauptkurven



(b) Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen



(c) Ermüdungsfunktionen

Abb. 6-6: Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen der untersuchten Tragschichtmaterialien

6.3.4 Zusammenfassung

Das gebrauchungsverhaltenorientierte Materialverhalten der in Tab. 6-1 aufgelisteten Materialien wurde gemäß Kennzeichnung unter Laborbedingungen prüftechnisch untersucht. In Tab. 6-2 bis Tab. 6-4 sind die Modellparameter der auf Grundlage der erhobenen Versuchsdaten entwickelten Funktionsansätze zur Beschreibung des frequenz- und temperaturabhängigen Steifigkeitsverhaltens und des belastungsabhängigen Ermüdungsverhaltens sowie des temperatur- und belastungsabhängigen Verformungsverhaltens zusammengefasst. Für den Boden wurde ein Schichtmodul äquivalent zum E_{V2} -Wert angenommen. Für die Frostschutzschicht wurde der Schichtmodul durch Rückrechnung aus der Differenz zwischen den E_{V2} -Werten auf und unter der Frostschutzschicht berechnet.

Eine gesicherte Bewertung der Ermüdungsbeständigkeit und der Spurrinnenanfälligkeit realer oder fiktiver Befestigungen auf Grundlage der dargestellten Funktionen und deren Funktionsparameter kann nicht gewährleistet werden. Erst eine Berücksichtigung der funktionalen Beschreibung des Materialverhaltens der in den einzelnen Schichten eines Befestigungsaufbaus vorgesehenen Materialien im Rahmen von Prognoseberechnungen erlaubt eine Aussage hinsichtlich der Entwicklung des strukturellen Zustandes einer Gesamtbefestigung über eine vorgesehene Nutzungsdauer.

Basierend auf den dargestellten Untersuchungsergebnissen können keine allgemeingültigen Zusammenhänge zwischen Materialverhalten (hier: Bindemittelart und -menge) und Ermüdungsbeständigkeit und Spurrinnenanfälligkeit einer Befestigung abgeleitet werden. Die Berechnungsergebnisse gelten für die untersuchten Gesamtbefestigungen bei Annahme des Materialverhaltens der für die Berechnung zugrunde gelegten Asphalte.

Materialname	Kennung	b_1	b_2
DS_50-70	ADS	9,040216	-2,523482
DS_PmB	ADS	11,858712	-3,008915
DS_GmB_6,0	ADS	2,372712	-3,368120
DS_GmB_6.5	ADS	10,251335	-2,564448
DS_GmB_7,0	ADS	4,575900	-3,538351
DS_GmB_7,5	ADS	8,888468	-3,245355
Ozon_DS_50-70	ADS	2,651122	-3,673284
Ozon_DS_GmB	ADS	3,104363	-3,502576
Ozon_DS_PmB	ADS	3,653601	-4,041750
TS_50-70	ATS	1,308145	-3,369712
TS_GmB_4,5	ATS	1,177108	-3,718584
TS_GmB_5,0	ATS	3,354498	-3,373624
TS_GmB_5,5	ATS	1,335198	-3,708824
TS_GmB_6,0	ATS	5,195423	-3,230601
ABS_Kali	ABS	2,828300	-4,194000
ATS_Kali	ATS	2,828300	-4,194000

Tab. 6-2: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Ermüdungsfunktionen (Ermüdungsverhalten)

Materialname	Kennung	E _{min}	E _{max}	b ₃	b ₄	T _R	m
DS_50-70	ADS	0	26386	-0,70526551	1,86766553	20	27418
DS_PmB	ADS	0	29827	-0,54797603	1,99279941	20	28318
DS_GmB_6,0	ADS	0	21840	-0,56633603	1,56969665	20	25385
DS_GmB_6,5	ADS	0	26827	-0,5954689	1,89252504	20	28430
DS_GmB_7,0	ADS	0	30927	-0,54057767	2,13400384	20	27693
DS_GmB_7,5	ADS	0	26488	-0,58459128	2,08153423	20	26611
Ozon_DS_50-70	ADS	0	33735	-0,50987729	1,37118103	20	26450
Ozon_DS_PmB	ADS	0	32163	-0,51143314	1,48106983	20	24890
Ozon_DS_GmB	ADS	0	28115	-0,53898861	1,52129333	20	24925
TS_GmB_4,5	ATS	0	25862	-0,56993387	1,3584004	20	24305
TS_GmB_5,0	ATS	0	26345	-0,60089017	1,63045898	20	23873
TS_GmB_5,5	ATS	0	28639	-0,61578047	1,43607186	20	25283
TS_GmB_6,0	ATS	0	28582	-0,67666959	1,74860808	20	24818
TS_50-70	ATS	0	32287	-0,57160077	1,35091348	20	24708
ABS_Kali	ABS	0	31308	-0,786	1,8773	20	25000
ATS_Kali	ATS	0	29053	-0,6706	2,2713	20	25000

Tab. 6-3: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Hauptkurven (Steifigkeitsverhalten) und Angabe der in den ungebundenen Schichten angenommenen Schichtsteifigkeiten

Deckschichtmaterialien	Modellparameter	
	A	B
DS_50-70	1,6252	2,5769
DS_PmB	1,5220	2,5370
DS_GmB_6,0	1,2826	2,6328
DS_GmB_6,5	1,3961	2,5505
DS_GmB_7,0	0,9888	2,9248
DS_GmB_7,5	1,2035	3,2628
alternatives Material, MA 5 S	0,9924	3,6569
alternatives BS-Material	0,9719	2,6388
alternatives TS-Material	0,3632	2,3134

Tab. 6-4: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Impulskriechkurven (bleibende Verformung)

Die aufgelisteten Modellparameter dienen als Eingangsdaten für die rechnerische Prognose der Nutzungsdauer (bei Durchführung des Ermüdungsnachweises) und der Spurrinnenanfälligkeit gemäß den Ausführungen in Kapitel 5. Die Ergebnisse der Prognoserechnungen werden in Abschnitt 6.4 vorgestellt und diskutiert.

6.4 Rechnerische Prognose der Nutzungsdauer und Spurrinnenentwicklung von fiktiven Untersuchungsabschnitten

Zur Abschätzung der Ermüdungsbeständigkeit oder der Spurrinnenanfälligkeit einer Befestigung sind auch das Zusammenwirken der in den einzelnen Schichten eingebauten bzw. vorgesehenen Materialien sowie der zu berücksichtigende Konstruktionsaufbau und die angenommenen Belastungen von Bedeutung. Für die Bewertung der im Rahmen des diesem Bericht zugrundeliegenden Forschungsvorhabens untersuchten Asphalte wurden deshalb vergleichende Prognoserechnungen durchgeführt. Nachdem in Abschnitt 6.4.1 die hierfür erforderlichen Annahmen zusammengefasst sind, werden getrennt für den Ermüdungsnachweis und die Bewertung der Spurrinnenanfälligkeit die Prognoseergebnisse in Abschnitt 6.4.2 bis 6.4.5 vorgestellt.

6.4.1 Annahmen, Randbedingungen, Eingangsdaten für die rechnerische Prognose der Nutzungsdauer und der Spurrinnenentwicklung

Um eine Vergleichbarkeit zu den Ergebnissen des Vorgängerprojektes zu ermöglichen, wurden die in Tab. 6-5 zusammengefassten Annahmen hinsichtlich zu berücksichtigender klimatisch und verkehrsbedingter Belastungen aus dem Vorgängerprojekt übernommen. Als Konstruktionsaufbau wurde der in Abb. 6-7 dargestellte Aufbau, repräsentativ für eine Belastungsklasse 10, verwendet.

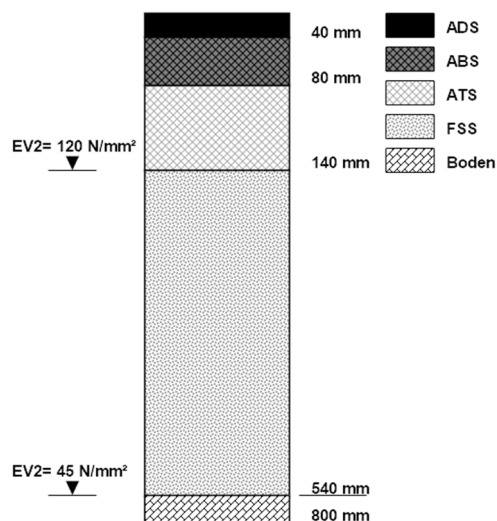


Abb. 6-7: Gewählter Aufbau (repräsentativ für BK 10)

Sowohl für die Prognose der Nutzungsdauer auf der Grundlage des Ermüdungsnachweises als auch für die Prognose der Spurrinnenentwicklung wurden identische Annahmen getroffen. Für den Ermüdungsnachweis wurde der deterministische Ansatz nach den RDO-Asphalt [FGSV RDO Asphalt 2009/291] in Anwendung gebracht. Die Berechnungen dimensionsrelevanter Eingangsdaten erfolgten mittels rotationsymmetrischem Berechnungsmodell basierend auf der Mehrschichtentheorie.

In Abhängigkeit von der Art der durchgeführten Prognoserechnungen wurde teilweise unterschiedliches Materialverhalten (d. h. variierende Materialien bzw. Materialparameter) in den einzelnen Schichten angenommen. Die Auflistung der gewählten Asphalte und spezifischer Randbedingungen erfolgt daher abschnittsweise.

Kenngroße	Einheit	Eingangswert Verkehrsbelastung
Bundesstraße	[-]	RQ 11, EKL 3
DTV	[Kfz/24h]	8.000
SV-Anteil	[%]	$f_A = 4,0$
DTV ^{SV}	[Kfz/24h]	400 ($p = 0,02$)
Nutzungszeitraum	[a]	30
B-Zahl	[AÜ (10t)]	6.778.449
Belastungsklasse	[-]	Bk10
Achslastkollektiv	[-]	AP KuV BAB Misch ($q_{Bm} = 0,25$)
Fahrstreifenanzahl	[-]	$f_1 = 1,0$
Fahrstreifenbreite	[m]	$f_2 = 1,10$
Höchstlängsneigung	[%]	$f_3 = 1,02$
Frostempfindlichkeitsklasse	[-]	F3
Frosteinwirkungszone	[-]	Zone 3
Dicke des frostsicheren Oberbaus	[cm]	80
Dicke Asphaltdeckschicht	[cm]	4
Dicke Asphaltbinderschicht – Kali	[cm]	8
Dicke Asphalttragschicht - Kali	[cm]	14
Dicke FSS	[cm]	54
FSS EV ₂ -Wert	[N/mm ²]	120
Boden EV ₂ -Wert	[N/mm ²]	45
Schichtenverbund zw. Asphaltsschichten	[%]	100
Schichtenverbund zw. ungeb. Schichten	[%]	0

Tab. 6-5: Übersicht Annahmen hinsichtlich zu berücksichtigender klimatischer und verkehrslastbedingter Einflüsse

6.4.2 Ergebnisse der rechnerischen Prognose der Nutzungsdauer – Variation Bindemittelart und Bindemittelgehalt der Deckschichtgemische

Zur Bewertung des Einflusses der Zusammensetzung der einbezogenen Asphaltdeckschichtgemische auf das Ermüdungsverhalten einer fiktiven Befestigung wurden Prognoserechnungen für Konstruktionsaufbauten mit folgenden Materialkombinationen durchgeführt:

Annahmen Material (vgl. Tab. 6-2 und Tab. 6-3):

- Deckschicht: Materialparameter der untersuchten Materialien für Steifigkeit und Ermüdung
- Binderschicht: Materialparameter Kalibrierasphalt Binderschicht für Steifigkeit; Materialparameter Kalibrierasphalt Tragschicht für Ermüdung
- Tragschicht: Materialparameter Kalibrierasphalt Tragschicht für Steifigkeit und Ermüdung

Die durchgeführten Prognoserechnungen beinhalten folgende Nachweisführungen:

1. Ermüdungsnachweis, Nachweis für die Tragschicht; gemäß den RDO Asphalt [FGSV RDO Asphalt 2009/2019]; Anpassungsfaktor gemäß Arbeitspapier AP EADA [FGSV AP EADA 2022]: „ATS auf FSS“: 1100
2. Ermüdungsnachweis, Nachweis für die Deckschicht; in Anlehnung an die RDO Asphalt [FGSV EADA 2022]; Anpassungsfaktor von Nachweis für Tragschicht übernommen (Achtung: Wert ist noch nicht kalibriert für Deckschicht)

Gemäß den RDO Asphalt ist für den Ermüdungsnachweis die maximale Zugbeanspruchung innerhalb des Asphaltpaketes einer Befestigung maßgebend. Diese ist, so die bisherige Annahme, bei relativ dicken Asphaltbefestigungen gemäß den RStO [RStO 2012/2020] i. d. R. an der Unterseite der Asphalttragschicht, direkt unter der Lasteinleitungsfläche, d. h. in der Lastachse, zu vorzufinden. Folglich wurde das bisher im Regelwerk implementierte Verfahren zum Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit einer Asphaltbefestigung bisher nur für die Asphalttragschicht kalibriert. Für die Asphaltdeck- und die Asphaltbinderschicht stehen somit noch keine kalibrierten Anpassungsfaktoren (Sicherheitsbeiwerte) zur Verfügung.

Untersuchungen im Rahmen anderer Forschungstätigkeiten haben gezeigt, dass auch in den oberen Asphaltschichten Beanspruchungen auftreten können, die ähnliche Größenordnungen annehmen wie die maximalen Beanspruchungen an der Unterseite der Asphalttragschicht. Die maximalen Zugbeanspruchungen in der Asphaltdeck- und –binderschicht befinden sich jedoch nicht in der Lastachse, sondern außerhalb der Radaufstandsfläche. Da die maßgebenden Beanspruchungen in der Asphaltdeck- und –binderschicht zudem nicht nur an der Schichtunterseite, sondern i. d. R. innerhalb der Schicht vorzufinden sind, muss die Lage des Punktes der maximalen Beanspruchungen bestmöglich bestimmt werden. [BLASL et al. 2019, BLASL et al. 2021, ZEISSLER 2022]

Für die nachfolgend vorgestellten Berechnungsergebnisse bei Nachweis der Ermüdungsbeständigkeit wurde zunächst ein rotationssymmetrisches Berechnungsmodell erstellt, welches sowohl in vertikaler als auch in horizontaler Richtung entsprechend fein gegliedert ist. Für jeden Punkt des Berechnungsquerschnittes wurde im Anschluss der Ermüdungsnachweis durchgeführt (vorausgesetzt für jede Asphalterschicht steht eine Ermüdungsfunktion zur Verfügung), so dass man im Ergebnis den Ermüdungsstatus in jedem Berechnungspunkt erhält. Zwischen den einzelnen Punkten wird anschließend interpoliert. Abb. 6-11 zeigt exemplarisch das Ergebnis einer solchen Berechnung. Dargestellt ist hier ein halber Berechnungsquerschnitt mit links angeordneter Symmetrieachse. Je größer die Beanspruchungen in einem Punkt sind, desto größer ist auch der in dem Punkt berechnete Ermüdungsstatus.

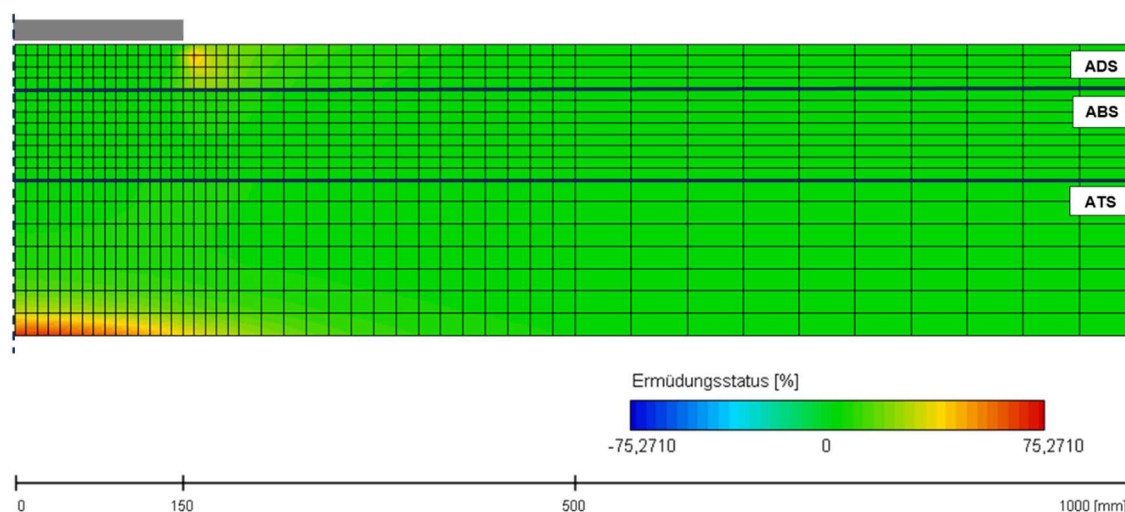


Abb. 6-8: Exemplarische Darstellung des Ermüdungsstatus im Querschnitt der ADS, ABS und ATS; Bsp.: ADS mit GmB zu 7,0 M.-%

Ermüdungsnachweis Asphalttragschicht:

In Abb. 6-9 ist der in der Asphalttragschicht ermittelte maximale Ermüdungsstatus in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalte dargestellt. Die nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren prognostizierten Ermüdungsstatus sowie die prognostizierten Ausfallzeitpunkte, an denen ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird, sind in Tab. 6-6 zahlenmäßig zusammengefasst.

Die variierenden Materialeigenschaften der Asphalte in der Asphaltdeckschicht haben keinen nennenswerten Einfluss auf den prognostizierten Ermüdungsstatus (bzw. Ausfallzeitpunkt) der Asphalttragschicht. Zur Bewertung des Einflusses der Wahl des Asphaltdeckschichtgemisches auf eine Befestigung wird daher empfohlen, ergänzend auch den Ermüdungsnachweis für die oberen Asphalterschichten durchzuführen.

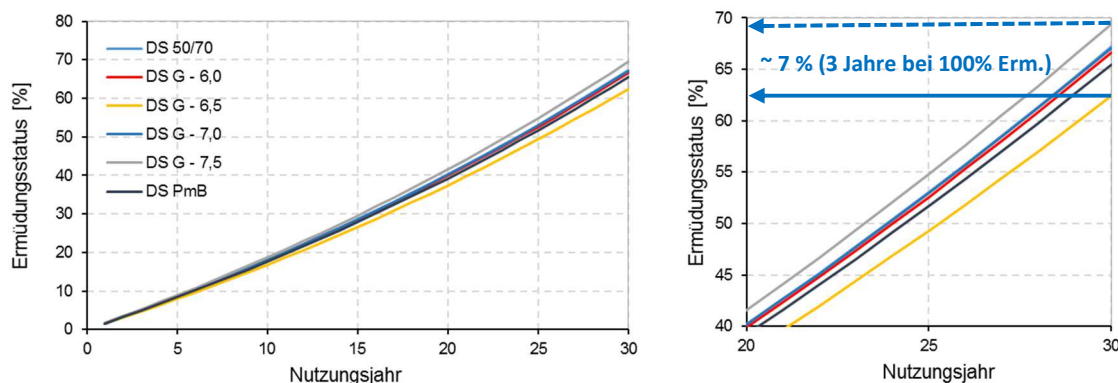


Abb. 6-9: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalte

Deckschichtmaterial	DS 50/70	DS G - 6,0	DS G - 6,5	DS G - 7,0	DS G - 7,5	DS PmB
Ermüdungsstatus nach 30 Jahren [%]	67,19	66,63	62,46	67,09	69,43	65,47
Prognose ND bis 100% Ermüdung [Jahre]	39,99	40,22	42,04	40,03	39,09	40,71

Tab. 6-6: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren sowie prognostizierter Ausfallzeitpunkt, an dem ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte

Ermüdungsnachweis Asphaltdeckschicht:

In Ergänzung zum maximalen Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht wurde auch der maximale Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht ausgelesen.

In Abb. 6-10 ist der in der Asphaltdeckschicht ermittelte maximale Ermüdungsstatus in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalte dargestellt. Die nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren prognostizierten Ermüdungsstatus sowie die prognostizierten Ausfallzeitpunkte, an denen ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird, sind in Tab. 6-7 zahlenmäßig zusammengefasst.

Die in der Asphaltdeckschicht verwendeten Materialien bedingen ein deutlich unterschiedliches Ermüdungsverhalten. Der Aufbau mit der Deckschichtreferenzvariante zeigt die schlechteste Ermüdungsbeständigkeit. Dies korreliert grundsätzlich mit der Darstellung der versuchstechnisch bestimmten Ermüdungsfunktionen in Abb. 6-1. Jedoch gilt anzumerken, dass die Spreizung der Ergebnisse in Abb. 6-10 deutlich größer ist als die in Abb. 6-1. Das versuchstechnisch bestimmte Materialverhalten kommt erst in Kombination und in Verbindung mit anderen Materialien zum Tragen und kann erst dann entsprechend bewertet werden. Eine quantitative Bewertung der prognostizierten Ermüdungsstatus für die Asphaltdeckschicht ist nur unter Vorbehalt zulässig, da die hierfür verwendeten Anpassungsfaktoren noch zu kalibrieren sind.

Die Reihung der Ermüdungsstatus in Abb. 6-10 korreliert weitestgehend mit der Reihung der Ermüdungsfunktionen in Abb. 6-1. Grundsätzlich kann postuliert werden, dass die Er-

müdungsbeständigkeit eines Asphaltes einen größeren Einfluss auf die Zustandsentwicklung einer Asphaltbefestigung bzw. Asphalttschicht hat als die temperaturabhängige Materialsteifigkeit des gleichen Asphaltes.

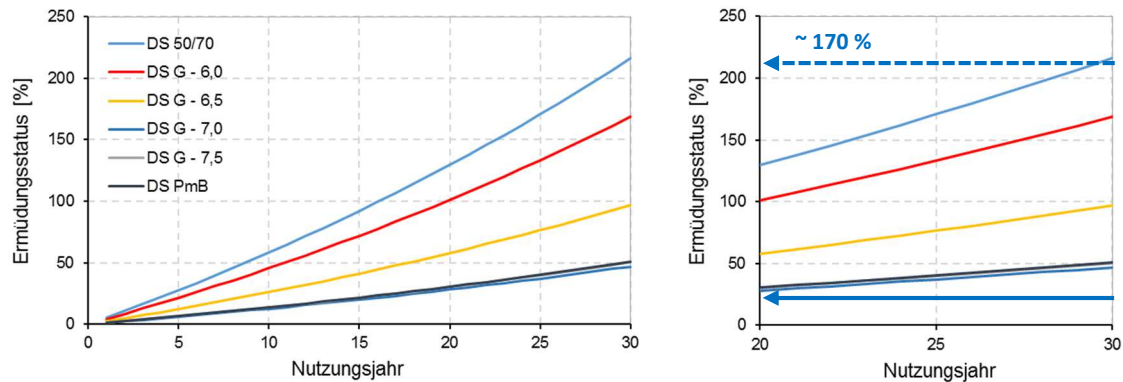


Abb. 6-10: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalte

Deckschichtmaterial	DS 50/70	DS G - 6,0	DS G - 6,5	DS G - 7,0	DS G - 7,5	DS PmB
Ermüdungsstatus nach 30 Jahren [%]	216,08	168,76	96,74	46,86	50,42	50,85
Prognose ND bis 100% Ermüdung [Jahre]	<14*	<18*	<31*	<64*	<60*	<59*

*berechnet auf Grundlage des Ermüdungsstatus nach 30 Jahren unter Annahme linearer Abhängigkeit des Ermüdungsstatus vom Nutzungsjahr

Tab. 6-7: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren sowie prognostizierter Ausfallzeitpunkt, an dem ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte

6.4.2.1 Vergleich Ermüdungsstatus Asphaltdeckschicht und Asphalttragschicht:

Zur ergänzenden vergleichenden Bewertung der berechneten maximalen Ermüdungsstatus der einbezogenen Asphaltdeck- und Asphalttragschichten sind in Tab. 6-8 die prognostizierten Ermüdungsstatus zusammengefasst. Für ausgewählte Befestigungsvarianten sind in Abb. 6-11 zudem die Ermüdungsstatus im maßgebenden Berechnungsquerschnitt mit Angabe der prognostizierten Maximalwerte dargestellt. Die Abbildungen verdeutlichen die beschriebenen Unterschiede zwischen den für die Asphaltdeck- und Asphalttragschichten prognostizierten Ermüdungsstatus in Abhängigkeit von der Mischgutzusammensetzung der Asphaltdeckschichtgemische.

Trägt man die für den definierten Befestigungsaufbau prognostizierten maximalen Ermüdungsstatus für die Asphaltdeck- und Asphalttragschichten in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt der gummimodifizierten Deckschichtasphalte auf, so erhält man die in Abb. 6-12 visualisierten Zusammenhänge. Die dargestellten Abhängigkeiten (verfügbar für vier Punkte) lassen sich sehr gut durch ein Polynom zweiten Grades beschreiben. In beiden Grafen stellt sich ein Minimum ein, das als Optimum, bezogen auf den einzusetzenden Bindemittelgehalt zur Herstellung der Asphaltdeckschichtgemische, gewertet werden kann.

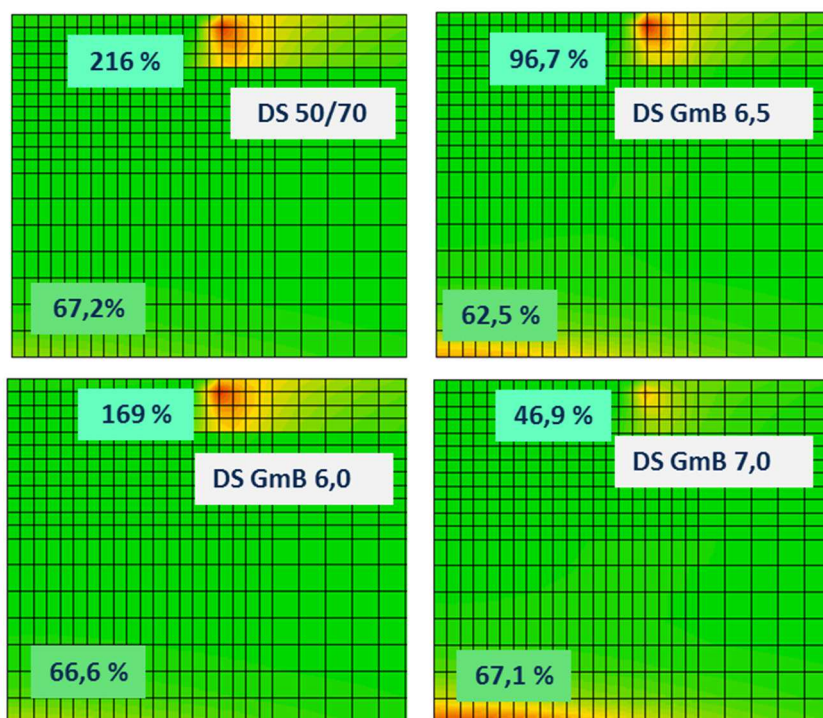


Abb. 6-11: Exemplarische Darstellung des Ermüdungsstatus im Querschnitt der ADS, ABS und ATS für ausgewählte Befestigungsvarianten

Deckschichtmaterial	DS 50/70	DS G - 6,0	DS G - 6,5	DS G - 7,0	DS G - 7,5	DS PmB
ATS - Unterseite, in Lastachse						
Ermüdungsstatus nach 30 Jahren [%]	67,19	66,63	62,46	67,09	69,43	65,47
ADS - unterhalb Oberseite; neben Radaufstandsfläche						
Ermüdungsstatus nach 30 Jahren [%]	216,08	168,76	96,74	46,86	50,42	50,85

Tab. 6-8: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht und der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte

Da grundsätzlich die variierenden Eigenschaften der Asphaltdeckschichtgemische bei einem klassischen Aufbau nach den RStO [RStO 2012/2020] nur einen geringen Einfluss auf das Verhalten bzw. die Beanspruchungen in der Asphalttragschicht haben, ist zur Bewertung der Asphalttragschichten eine Optimierung der Asphalttragschichtgemische gemäß Abschnitt 6.4.3, analog zur Optimierung der Asphaltdeckschichtgemische, durchzuführen. Ein quantitativer Vergleich der prognostizierten Ermüdungsstatus für die Asphaltdeck- und die Asphalttragschicht ist nur unter Vorbehalt zulässig, da die für die Asphaltdeckschicht zu verwendenden Anpassungsfaktoren noch zu kalibrieren sind.

Auf Grundlage der Ergebnisse von im Labor durchgeführten gebrauchungsverhaltensorientierten Prüfungen zur Untersuchung und Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Asphalten in Kombination mit sich anschließenden Prognoserechnungen können Gemischzusammensetzungen optimiert werden. Die beschriebene Vorgehensweise kann als gültiges

Optimierungsverfahren angesehen werden. Vergleichbare Untersuchungen werden in [DRAGON 2015] und [KAMRATOWSKY 2021] vorgestellt.

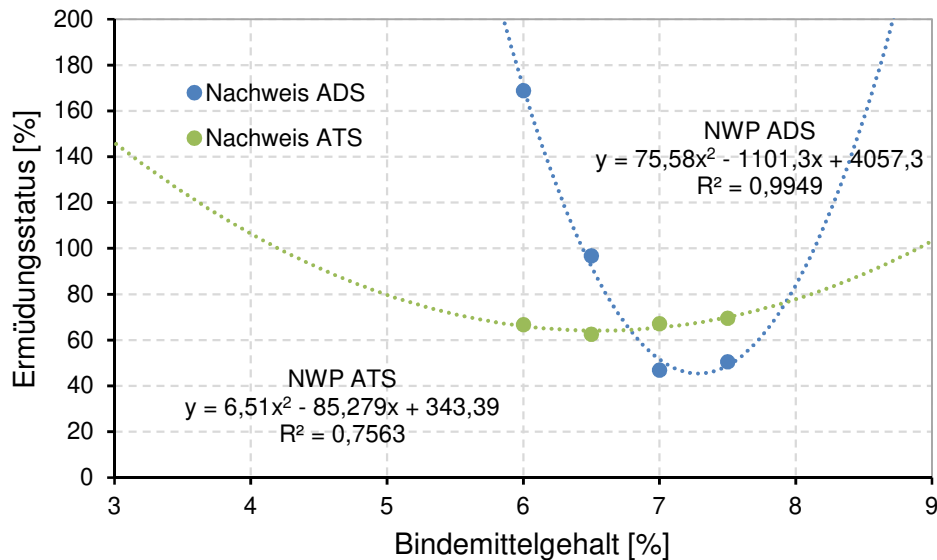


Abb. 6-12: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht und der Asphalttragschicht in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt der in der Asphaltdeckschicht verwendeten gummimodifizierten Asphalte nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren (Optimum: NW ADS: 7,3 M.-%, NW ATS: 6,6 M.-%)

Anmerkung: Die Ergebnisse weichen geringfügig von denen in den Präsentationen zur Vorstellung von Projektzwischenenergebnissen ab, bedingt durch die nochmalige Auswertung der zugrundeliegenden Versuchsdaten.

6.4.2.2 Wirtschaftlichkeitsbetrachtung

Zur Bewertung der unterschiedlichen Asphaltdeckschichtgemische hinsichtlich erforderlichem Material- und Kostenaufwand bei gleicher angestrebter Nutzungsdauer wird im Rahmen der Dimensionierung die Dicke der Asphaltdeckschicht so lange variiert, bis nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird.

Diese Vorgehensweise wurde auch für die sechs Deckschichtvarianten in Tab. 6-1 umgesetzt. Ergebnis der Schichtdickenanpassung waren Schichtdickenänderungen der Asphalttragschicht von maximal 1 cm. Auf eine umfassende Wirtschaftlichkeitsbetrachtung zur Bewertung der untersuchten Deckschichtmaterialien wurde vor diesem Hintergrund verzichtet.

6.4.3 Ergebnisse der rechnerischen Prognose der Nutzungsdauer – Variation Bindemittelart und Bindemittelgehalt der Tragschichtgemische

Zur Bewertung des Einflusses der Zusammensetzung der einbezogenen Asphalttragschichtgemische auf das Ermüdungsverhalten einer fiktiven Befestigung wurden Prognoserechnungen für Konstruktionsaufbauten mit folgenden Materialkombinationen durchgeführt:

Annahmen Material (vgl. Tab. 6-2 und Tab. 6-3):

- Deckschicht: Materialparameter Kalibrierasphalt Deckschicht für Steifigkeit
- Binderschicht: Materialparameter Kalibrierasphalt Binderschicht für Steifigkeit
- Tragschicht: Materialparameter der untersuchten Materialien für Steifigkeit und Ermüdung

Die durchgeführten Prognoserechnungen beinhalten folgende Nachweisführungen:

1. Ermüdungsnachweis, Nachweis für die Tragschicht; gemäß den RDO Asphalt [FGSV RDO Asphalt 2009/2019]; Anpassungsfaktor gemäß Arbeitspapier AP EADA [FGSV AP EADA 2022]: „ATS auf FSS“: 1100

Eine Nachweisführung für die Asphaltdeckschichten ist zur Bewertung der verwendeten Tragschichtasphalte nicht erforderlich.

In Abb. 6-13 ist der in der Asphalttragschicht ermittelte maximale Ermüdungsstatus in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphalttragschicht verwendeten Asphalte dargestellt. Die nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren prognostizierten Ermüdungsstatus sowie die prognostizierten Ausfallzeitpunkte, an denen ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird, sind in Tab. 6-9 zahlenmäßig zusammengefasst. Ebenfalls in Tab. 6-9 ergänzt ist die Dicke der Tragschicht, die angenommen werden kann bzw. muss, wenn nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren ein Ermüdungsstatus von 100% angenommen wird. Die durchgeführte Schichtdickenanpassung ergibt rechnerisch eine Schichtdickenvarianz von maximal 2 cm (bei einer mittleren Dicke von 14 cm), wenn der Bindemittelgehalt des Asphalttragschichtgemisches zwischen 4,5 und 6,0 M.-% vierfach variiert wird.

Trägt man nun wieder für den definierten Befestigungsaufbau die prognostizierten Ermüdungsstatus in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt der gummimodifizierten Asphalte auf, so erhält man die in Abb. 6-14 (analog zu Abb. 6-12) dargestellten Zusammenhänge. Die dargestellten Abhängigkeiten (wieder verfügbar für vier Punkte) lassen sich ebenfalls sehr gut durch ein Polynom zweiten Grades beschreiben. Auch hier stellt sich wieder ein Minimum ein, das als Optimum, bezogen auf den einzusetzenden Bindemittelgehalt, gewertet werden kann.

Anmerkung: Die Ergebnisse weichen geringfügig von denen in den Präsentationen zur Vorstellung von Projektzwischenergebnissen ab, bedingt durch die nochmalige Auswertung der zugrundeliegenden Versuchsdaten.

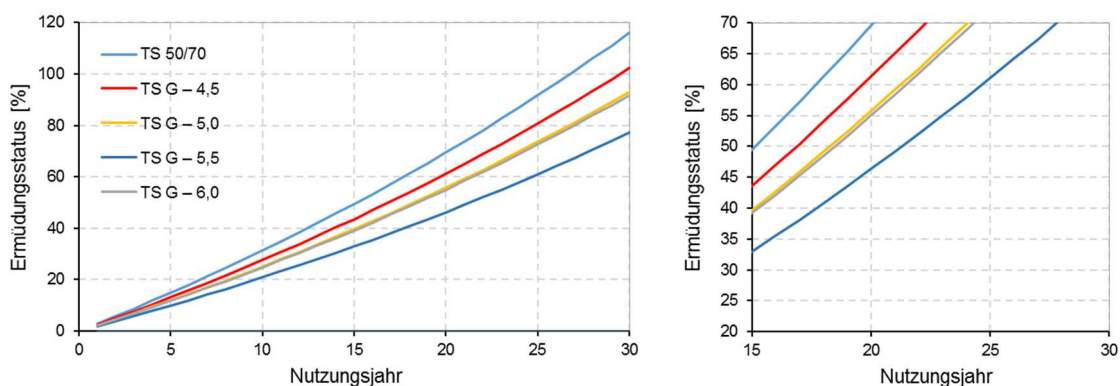


Abb. 6-13: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphalttragschicht verwendeten Asphalte

Tragschichtmaterial	TS 50/70	TS G – 4,5	TS G – 5,0	TS G – 5,5	TS G – 6,0
Ermüdungsstatus nach 30 Jahren [%]	116,08	102,3	93,05	77,31	91,87
Prognose ND bis 100% Ermüdung [Jahre]	26,76	29,49	31,66	36,24	31,96
Dicke ATS [mm]	140	140	140	140	140
Dicke ATS [mm] nach Schichtdickenanpassung*	150	150	140	130	140

* Berechnet für einen Ermüdungsstatus von 100% nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren

Tab. 6-9 Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphalttragschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren sowie prognostizierter Ausfallzeitpunkt, an dem ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte; Angabe der erforderlichen Schichtdicken, wenn ein Ermüdungsstatus von 100% nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren angenommen wird

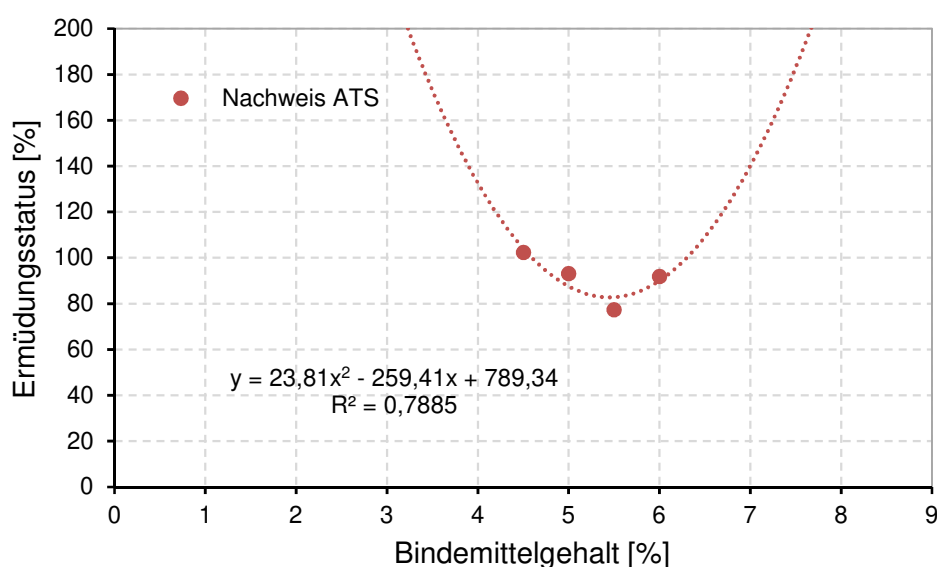


Abb. 6-14: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt der in der Asphalttragschicht verwendeten gummimodifizierten Asphalte nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren (Optimum: NW ATS: 5,4 M.-%)

6.4.4 Ergebnisse der rechnerischen Prognose der Nutzungsdauer – Bewertung Ozon-Alterung

Zur Bewertung des Einflusses der unter Laborbedingungen erfolgten Ozon-Alterung auf das Ermüdungsverhalten von fiktiven Befestigungen mit unterschiedlich zusammengesetzten Asphaltdeckschichtgemischen wurden Prognoserechnungen für Konstruktionsaufbauten mit folgenden Materialkombinationen durchgeführt:

Annahmen Material (vgl. Tab. 6-2 und Tab. 6-3):

- Deckschicht: Materialparameter von drei der untersuchten Materialien für Steifigkeit und Ermüdung; nicht gealtert und gealtert; vergleichend für die Asphaltvarianten beschrieben in Abschnitt 6.3.2
- Binderschicht: Materialparameter Kalibrierasphalt Binderschicht für Steifigkeit; Materialparameter Kalibrierasphalt Tragschicht für Ermüdung
- Tragschicht: Materialparameter Kalibrierasphalt Tragschicht für Steifigkeit und Ermüdung

Die durchgeführten Prognoserechnungen beinhalten folgende Nachweisführungen:

1. Ermüdungsnachweis, Nachweis für die Tragschicht; gemäß den RDO Asphalt [FGSV RDO Asphalt 2009/2019]; Anpassungsfaktor gemäß Arbeitspapier AP EADA [FGSV AP EADA 2022]: „ATS auf FSS“: 1100
2. Ermüdungsnachweis, Nachweis für die Deckschicht; in Anlehnung an die RDO Asphalt [FGSV EADA 2022]; Anpassungsfaktor von Nachweis für Tragschicht übernommen (Achtung: Wert ist noch nicht kalibriert für Deckschicht)

Die Berechnungen erfolgten analog zu den Ausführungen in 6.3.1. In Abb. 6-15 sind für die betrachteten Befestigungsvarianten die Ermüdungsstatus im maßgebenden Berechnungsquerschnitt mit Angabe der für die Deck- und die Tragschicht prognostizierten Maximalwerte dargestellt und zahlenmäßig in Tab. 6-10 zusammengefasst.

Ein Vergleich der prognostizierten Ermüdungsstatus bestätigt die bedingt durch die erfolgte Ozon-Alterung auf Grundlage der im Labor durchgeführten gebrauchungsverhaltenorientierten Materialuntersuchungen beschriebenen Änderungen der mechanischen Eigenschaften. Die sich im Spaltzug-Schwellversuch gezeigte verbesserte Ermüdungsbeständigkeit zeigt sich auch beim Vergleich der berechneten Ermüdungsstatus, insbesondere für die Asphaltdeckschichten. Unter den angenommenen Bedingungen reduziert sich der Ermüdungsstatus teilweise um ein Vielfaches.

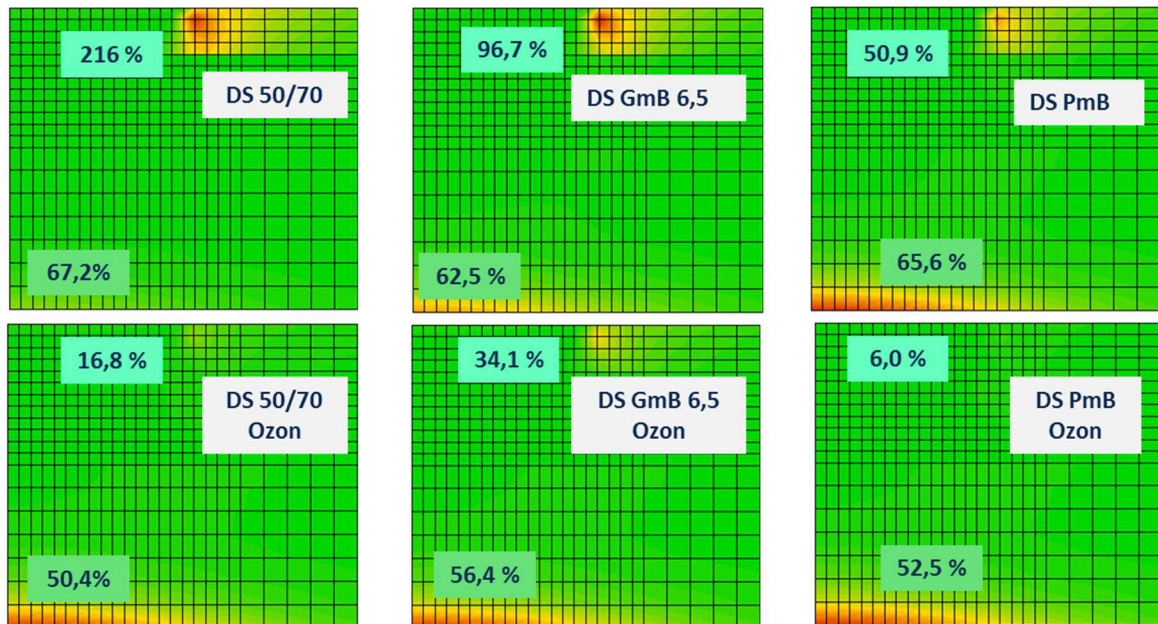


Abb. 6-15: Darstellung des Ermüdungsstatus im Querschnitt der ADS, ABS und ATS bei Verwendung der mittels Ozon gealterten sowie der jeweils nicht gealterten Asphaltdeckschichtvarianten

Deckschichtmaterial	DS 50/70	DS 50/70_Ozon	DS G - 6,5	DS G - 6,5_Ozon	DS PmB	DS PmB_Ozon
ATS - Unterseite, in Lastachse						
Ermüdungsstatus nach 30 Jahren [%]	67,19	50,42	62,46	56,36	65,47	52,46
ADS - unterhalb Oberseite; neben Radaufstandsfläche						
Prognose ND bis 100% Ermüdung [Jahre]	216,08	16,83	96,74	34,13	50,85	6,04

Tab. 6-10: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht und der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren – vor und nach ozon-Alterung; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte

6.4.5 Ergebnisse der rechnerischen Prognose der Spurrinnenentwicklung - Variation Bindemittelart und Bindemittelgehalt der Deckschichtgemische

Zur Bewertung des Einflusses der Zusammensetzung der einbezogenen Asphaltdeckschichtgemische auf das Verformungsverhalten einer fiktiven Befestigung wurden Prognoseberechnungen für Konstruktionsaufbauten mit folgenden Materialkombinationen durchgeführt:

Annahmen Material (vgl. Tab. 6-2, Tab. 6-3, Tab. 6-4):

- Deckschicht: Materialparameter der untersuchten Materialien für Steifigkeit und bleibende Verformungen
- Binderschicht: Materialparameter Kalibrierasphalt Binderschicht für Steifigkeit; Materialparameter eines anderen Binderschichtmaterials (aus anderem Forschungsvorhaben) für bleibende Verformungen, vgl. Abschnitt 6.3.1.2

- Tragschicht: Materialparameter Kalibrierasphalt Tragschicht für Steifigkeit; Materialparameter eines anderen Tragschichtmaterials (aus anderem Forschungsvorhaben) für bleibende Verformungen, vgl. Abschnitt 6.3.1.2

Da zur Berechnung und Bewertung der Gesamtverformung an der Oberseite eines Asphaltpaketes das Verformungsverhalten aller eingebauten bzw. zu berücksichtigenden Asphaltmaterialien einzubeziehen ist und im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nur Deckschichtgemische mittels Druck-Schwellversuch untersucht wurden, wurden für die Materialien in der Asphaltbinder- und der Asphalttragschicht Materialparameter aus einem anderen Forschungsvorhaben übernommen.

Die durchgeführten Prognoserechnungen beinhalten folgende Nachweisführungen:

1. Spurrinnenprognose gemäß Verfahren beschrieben in [ZEISSLER 2022]; Verfahren noch nicht kalibriert

Gemäß den Ausführungen in Abschnitt 5.1.3 erhält man als Ergebnis der durchgeführten Spurrinnenprognose u. a. die bleibenden Verformungen an der Oberseite der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr. In Abb. 6-16 ist zunächst für die beiden Asphaltdeckschichtvarianten, hergestellt mit Straßenbaubitumen und polymermodifiziertem Bitumen, links die Verformung an der Oberseite der Asphaltdeckschicht nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren vergleichend dargestellt. Wird die maximale Spurrinnentiefe, auf Grundlage dieser Darstellung, für jedes Jahr bestimmt und zusammengefasst in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr dargestellt, so erhält man die in Abb. 6-16 rechts dargestellten Verläufe. Erst diese Darstellung erlaubt einen Vergleich der Spurrinnenanfälligkeit von verschiedenen Straßenbefestigungen mit unterschiedlichen eingesetzten Materialien. Der Einsatz von Asphalten mit dem verwendeten Straßenbaubitumen lässt größere bleibende Verformungen erwarten als der Einsatz des polymermodifizierten Bitumens.

Vergleicht man nun, wie in Abb. 6-17 dargestellt, die sich innerhalb eines Nutzungszeitraums entwickelnde maximale Spurrinnentiefe an der Oberseite von Asphaltbefestigung, hergestellt mit den untersuchten gummimodifizierten Asphalten und unterschiedlichen Bindemittelgehalten, so stellt sich erwartungsgemäß die gleiche Reihung ein wie in den Ergebnissen der Druckschwellversuche zu erkennen ist (vgl. 6.3.1.2). Auch hier besteht ein deutlich nichtlinearer Zusammenhang zwischen vorhandenem Bindemittelgehalt und prognostizierter maximaler Spurrinnentiefe, so dass auch hier im Sinne einer Mischgutoptimierung ein optimaler bzw. „noch zulässiger“ Bindemittelgehalt abgeleitet werden kann (vgl. Abb. 6-19). Das Deckschichtgemisch mit dem höchsten Bindemittelgehalt bedingt in den gewählten Konstruktionsaufbauten eine mehr als doppelt so große Verformung als die anderen Asphaltvarianten.

In Abb. 6-18 werden die Ergebnisdarstellungen aus Abb. 6-16 und Abb. 6-17 zusammengefasst. Die für jeden Befestigungsaufbau prognostizierte maximale Spurrinnentiefe nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren ist in Tab. 6-11 aufgelistet.

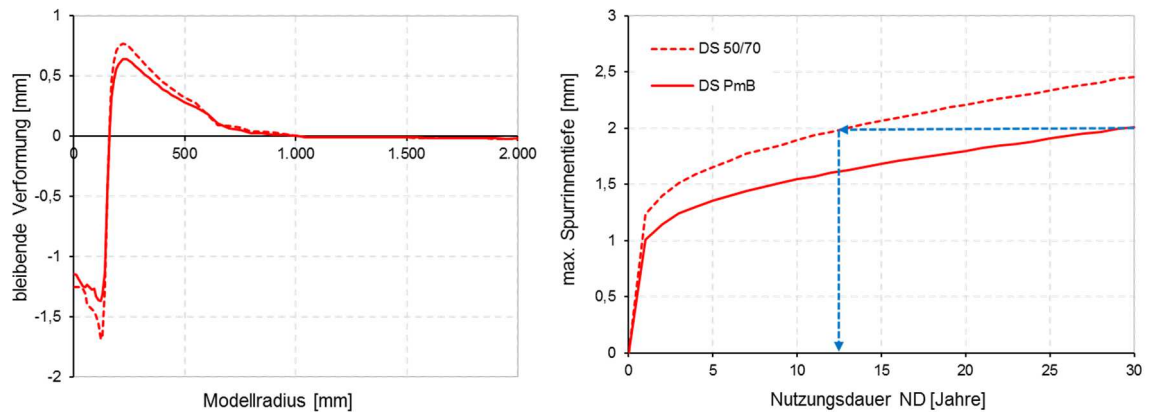


Abb. 6-16: Ergebnisse der Spurrinnenprognose für volumetrisch identische Deckschichtasphalte mit Straßenbaubitumen und polymermodifiziertem Bitumen: links: bleibende Verformung an der Oberseite der Asphaltdeckschicht, rechts: maximale Spurrinnentiefe in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr

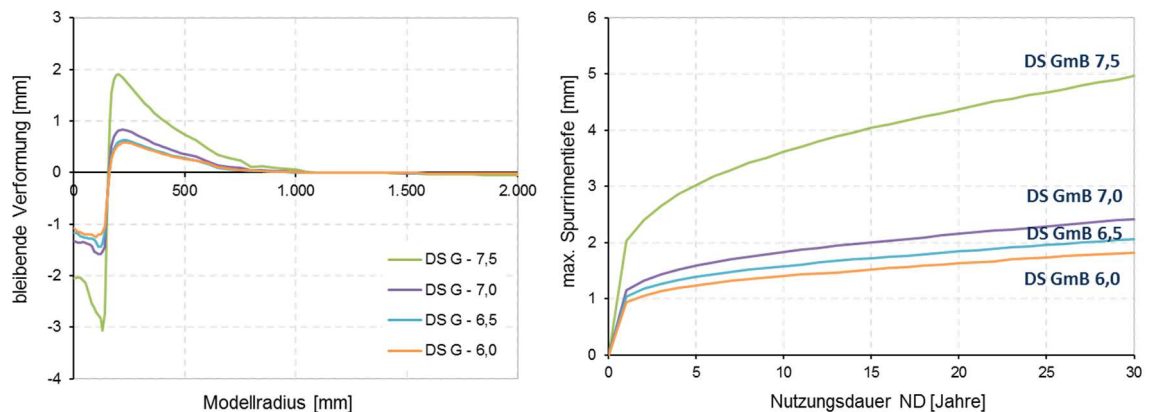


Abb. 6-17: Ergebnisse der Spurrinnenprognose für variierende Asphaltdeckschichtvarianten mit gummimodifiziertem Bitumen und unterschiedlichen Bindemittelgehalten: links: bleibende Verformung an der Oberseite der Asphaltdeckschicht, rechts: maximale Spurrinnentiefe in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr

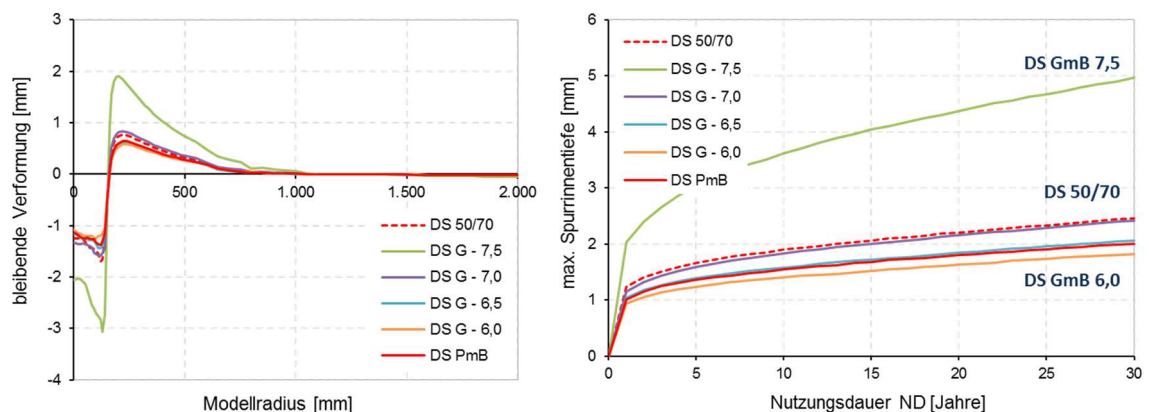


Abb. 6-18: Zusammenfassung der Darstellungen in Abb. 6-16 und Abb. 6-17 unter Einbeziehung aller Asphaltdeckschichtvarianten in Tab. 6-1

Deckschichtmaterial (Bez. gemäß Tab. 6-1)	maximale Spurrinnentiefe [mm]
DS_GmB_7,5	4,96
DS_50-70_6,0	2,46
DS_GmB_7,0	2,42
DS_GmB_6,5	2,06
DS_PmB_6,0	2,01
DS_GmB_6,0	1,82

Tab. 6-11: Maximale Spurrinnentiefe nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren, analog zu Abb. 6-18

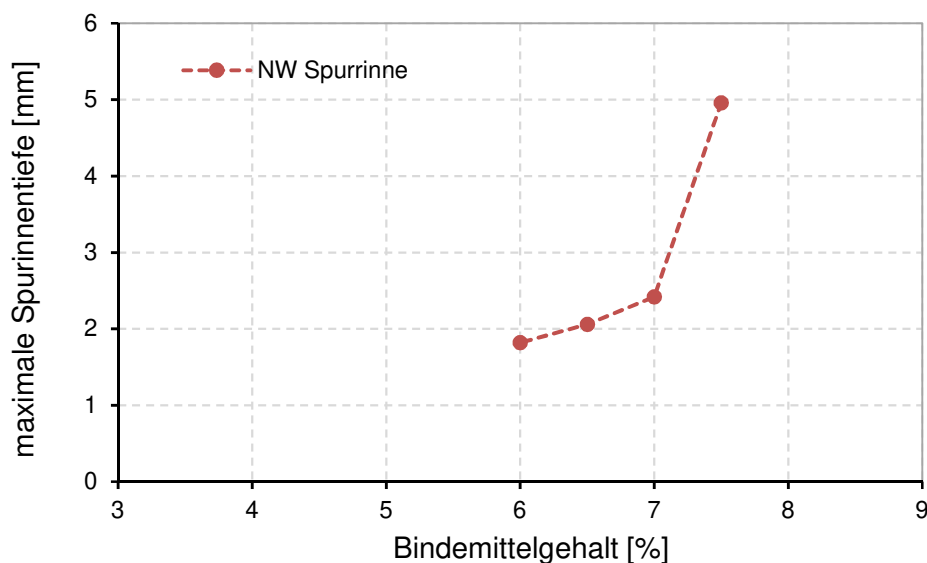


Abb. 6-19: Maximale Spurrinnentiefe in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt der Asphaltdeckschichtvarianten mit gummimodifiziertem Bitumen und unterschiedlichen Bindemittelgehalten

Abschließend gilt zu bemerken, dass die prognostizierten Spurrinnentiefen nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren nur maximal 5 mm betragen, wobei nochmals darauf hingewiesen werden muss, dass das in Anwendung gebrachte Verfahren noch kalibriert werden muss.

6.4.6 Mischgutoptimierung auf Grundlage von Ermüdungsnachweisen und Spurrinnenprognosen

Die durchgeführten Prognoserechnungen zur Abschätzung der Ermüdungsbeständigkeit von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Zusammensetzung bestätigen, dass die Zustandsbewertung und –entwicklung einer Straßenkonstruktion nicht allein durch die Beschreibung des mechanischen Verhaltens der eingesetzten Baustoffe gesichert erfolgen kann. Der Vergleich des versuchstechnisch bestimmten Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens verschiedener Asphalte muss nicht zur gleichen Materialreihung führen wie der Vergleich von Prognoseergebnissen, für die als Eingangsdaten die funktionale Beschreibung des prüftechnisch untersuchten Materialverhaltens verwendet wird.

Bezüglich der Ergebnisse der Spurrinnenprognose zur Bewertung der Spurrinnenanfälligkeit von Befestigungen mit Asphaltdeckschichtgemischen unterschiedlicher Bindemittelgehalte kann hingegen resümiert werden, dass die sich versuchstechnisch gezeigte Materialreihung erwartungsgemäß mit der Reihung der Prognoseergebnisse korreliert.

In eine Mischgutoptimierung sollte sowohl das elastische Verformungsverhalten als auch die Beständigkeit gegenüber bleibenden Verformungen einbezogen werden. Zur Bewertung des Gebrauchsverhaltens einer Straßenbefestigung, in der die entsprechenden Materialien eingebaut sind, sollten für eine optimale Mischgutkomposition die Ergebnisse der rechnerischen Bewertung einer Befestigung in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr herangezogen werden. D. h., die Qualität eines Asphalts gilt es im Zusammenhang mit rechnerisch zu erwartenden, d. h. der prognostizierten Nutzungsdauern zu bewerten.

In Abb. 6-20 sind die voran beschriebenen Prognoseergebnisse zur Bewertung der Ermüdungsbeständigkeit und der Spurrinnenanfälligkeit einer exemplarisch gewählten Befestigung mit variierenden Bindemittelgehalten in der Asphaltdeckschicht vergleichend gegenüber gestellt. Aus dem sich für jede Nachweisschicht bei Durchführung des Ermüdungsnachweises ergebenden maximalen Ermüdungsstatus und der für den jeweils gleichen Aufbau berechneten Spurrinnentiefe lässt sich ein optimierter, d. h. Mindestbindemittelgehalt bzw. maximal „noch zulässiger“ Bindemittelgehalt ableiten.

Auf Grundlage der durchgeführten Berechnungen unter Annahme der aufgeführten Materialien ergibt sich für die einbezogenen Deckschichtgemische ein optimaler Bindemittelgehalt zwischen 6,75 M.-% und 7,0 M.-%. Inwieweit die Einbeziehung anderer Befestigungsaufbauten zu anderen Ergebnissen führt, gilt noch zu klären, insbesondere bei Bewertung der Spurrinnenanfälligkeit.

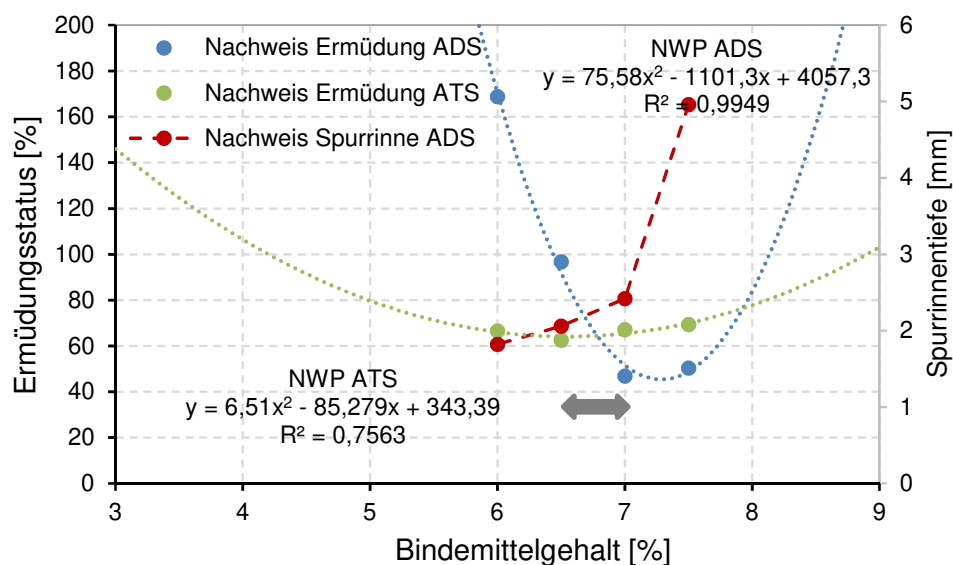


Abb. 6-20: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht und der Asphalttragschicht (vgl. Abb. 6-12) sowie maximale Spurrinnentiefe auf der Asphaltdeckschicht (vgl. Abb. 6-19)

7 ASPHALTUNTERSUCHUNGEN – UNTERSUCHUNGSSTRECKEN

Auf Grundlage der Untersuchungsergebnisse beschrieben in Kapitel 6 und unter Einbeziehung der Ergebnisse in [KRAFT et al. 2018] wurden auf gezielt festgelegten Untersuchungsstrecken ausgewählte Materialien eingebaut (vgl. Abschnitt 7.1). Dies bietet die Möglichkeit, verschiedene Asphaltgemische, inklusive Referenzvarianten, sowohl nach dem Einbau als auch nach einer beliebigen Nutzungsdauer in Kombination mit identischen Randbedingungen (wie klimatisch und verkehrslastbedingte Beanspruchungen) bewerten zu können.

Nach Fertigstellung einzelner Schichten bzw. Abschnitte wurden Bohrkernentnommen (vgl. Abschnitt 7.2), aus denen im Weiteren schichtweise Prüfkörper herausgearbeitet wurden, um das temperatur- und frequenzabhängige Steifigkeitsverhalten sowie das belastungsabhängige Ermüdungsverhalten der interessierenden Materialien zu untersuchen und bewerten zu können (vgl. Abschnitt 7.3).

Zur Bewertung des Zusammenwirkens der einzelnen Materialien im Zusammenhang mit dem Gebrauchsverhalten einer Straßenbefestigung unter Einbeziehung prognostizierter Nutzungsdauern wurden die Ergebnisse der Materialuntersuchungen gemäß den Ausführungen in Abschnitt 7.4 als Eingangsdaten für die Prognose der Zustandsentwicklung der verschiedenen Befestigungsvarianten genutzt.

7.1 Übersicht der realisierten Untersuchungsabschnitte

Die Auswahl geeigneter Untersuchungsabschnitte sowie die sich anschließende Ausschreibung erfolgten in Zusammenarbeit mit dem Auftragnehmer, der LIST GmbH.

7.1.1 Einordnung Untersuchungsabschnitte

Insgesamt wurden drei Bauabschnitte, die sich in acht Untersuchungsabschnitte unterteilen, auf Abschnitten der Staatsstraße S 255 und Bundesstraßen B 170 festgelegt.

Die geografische Einordnung der Einzelabschnitte mit Angabe der Netzknoten und Stationierungen kann Tab. 7-1 entnommen werden. Ebenfalls hier zusammengefasst sind die aktuell verfügbaren Angaben zu vorhandenen und prognostizierten Verkehrsbelastungen.

Auf der Bundesstraßen B 170 wurden planmäßig 2 Abschnitte geplant und umgesetzt. Der Teilabschnitt 2 wurde jedoch deutlich später realisiert als der Teilabschnitt TA 1. Folglich wurden für die Herstellung der Materialien auf dem Teilabschnitt TA 2 Bitumen einer anderen Lieferung/Provenienz verwendet als für den Teilabschnitt TA 1. Aus Sicht der Autoren

kann folglich aus dem direkten Vergleich der in beiden Teilabschnitten eingebauten Materialien kein Rückschluss auf den Einfluss der Asphaltzusammensetzungen (bspw. hinsichtlich des Einflusses der Zugabe an Gummipartikeln) gezogen werden.

Für die Durchführung der Prognoserechnungen (vgl. Abschnitt 5) wurden innerhalb eines Teilabschnittes für alle Unterabschnitte identische Bedingungen angenommen, um die Unterabschnitte bestmöglich miteinander vergleichen zu können. Stehen innerhalb eines Bauabschnittes für einen Teilabschnitt verschiedene Angaben zur Verfügung, so wurde die jeweils zahlenmäßig größte Verkehrsbelastung verwendet. Die final festgelegten und in Anwendung gebrachten Kennwerte sind in Tab. 7-3 zusammengefasst.

Zur Berechnung der Anzahl dimensionierungsrelevanter Überrollungen werden zusätzlich die gemäß den RStO [RStO 2012/2020] definierten Faktoren, zusammengefasst in Tab. 7-1, benötigt.

Die Realisierungszeiträume der Untersuchungsabschnitte sind zusammen mit den Zeitpunkten der Bohrkernentnahmen in Tab. 7-4 zusammengefasst.

Name	VNK	NNK	VST	BST	Länge	DTV ₂₀₁₅	DTV ^{SV} ₂₀₃₀	DTV ₂₀₃₀	DTV ^{SV} ₂₀₃₀
S 255 1.TA	5241005	5241072	0 m	2021 m	2221 m	3329 Kfz/24h	3,50%	3137 Kfz/24h	5,70%
	5241072	5241011	0 m	200 m		3329 Kfz/24h	3,50%	3137 Kfz/24h	5,70%
S 255 TA 1.1	5241005	5241072	1021 m	2021 m	1200 m	3329 Kfz/24h	3,50%	3137 Kfz/24h	5,70%
	5241072	5241011	0 m	200 m		3329 Kfz/24h	3,50%	3137 Kfz/24h	5,70%
S 255 TA 1.2	5241005	5241072	1021 m	2021 m	1000 m	3329 Kfz/24h	3,50%	3137 Kfz/24h	5,70%
	5241072	5241011	0 m	0 m		3329 Kfz/24h	3,50%	3137 Kfz/24h	5,70%
S 255 2.TA	5242043	5242071	183 m	1240 m	1868 m	4566 Kfz/24h	4,40%	4086 Kfz/24h	6,10%
	5242071	5241005	0 m	785 m		4566 Kfz/24h	4,40%	4086 Kfz/24h	6,10%
	5241005	5241072	0 m	26 m		3329 Kfz/24h	3,50%	3137 Kfz/24h	5,70%
S 255 TA 2.1	5242071	5241005	211 m	785 m	600 m	4566 Kfz/24h	4,40%	4086 Kfz/24h	6,10%
	5241005	5241072	0 m	26 m		3329 Kfz/24h	3,50%	3137 Kfz/24h	5,70%
S 255 TA 2.2	5242043	5242071	851 m	1240 m	600 m	4566 Kfz/24h	4,40%	4086 Kfz/24h	6,10%
	5242071	5241005	0 m	211 m		4566 Kfz/24h	4,40%	4086 Kfz/24h	6,10%
S 255 TA 2.3	5242043	5242071	251 m	851 m	600 m	4566 Kfz/24h	4,40%	4086 Kfz/24h	6,10%
B 170 1. TA	-	-	-	-	-	13890 Kfz/24h	15,3%	21063 Kfz/24h	5,30%

Tab. 7-1: Auflistung Untersuchungsabschnitte: geografische Einordnung, Verkehrsbelastung (DTV-Werte für 2015 wurden unter Einbeziehung von 7 Tagen ermittelt, DTV-Werte für 2030 wurden nur für Werktage ermittelt)

Strecke	f _A	q _{Bm}	N	p	f ₁	f ₂	f ₃
	[-]	[-]	[Jahre]	[%]	[-]	[-]	[-]
S 255 1.TA	3,3	0,25	30	0,01	0,5	1,8	1,0
S 255 2.TA	3,3	0,25	30	0,01	0,5	1,8	1,0
B 170	4,0	0,25	30	0,02	0,5	1,0	1,02

Tab. 7-2: Auflistung Bauabschnitte mit Zuordnung der Verkehrsbelastung bzw. Verkehrsstärke (DTV-Werte für 2015 wurden unter Einbeziehung von 7 Tagen ermittelt, DTV-Werte für 2030 wurden nur für Werktage ermittelt)

Strecke	DTV ₂₀₁₅	DTV ^{SV} ₂₀₁₅	DTV ^{SV} ₂₀₁₅	DTV _{w5,2030}	DTV ^{SV} ₂₀₃₀	DTV ^{SV} ₂₀₃₀
	[Kfz/24h]	[%]	[Kfz/24h]	[Kfz/24h]	[%]	[Kfz/24h]
S 255 1.TA	3329	3,5	116,52	3137	5,7	178,81
S 255 2.TA	4566	4,4	200,90	4086	6,1	249,25
B 170	13890	3,8	527,82	21063	5,3	1116,34

Tab. 7-3: Auflistung Bauabschnitte mit Zuordnung der Verkehrsbelastung bzw. Verkehrsstärke (DTV-Werte für 2015 wurden unter Einbeziehung von 7 Tagen ermittelt, DTV-Werte für 2030 wurden nur für Werktage ermittelt)

In Abb. 7-1 bis Abb. 7-3 sind alle Untersuchungsabschnitte mit Angabe der zuzuordnenden Verkehrsbelastungen grafisch eingeordnet.

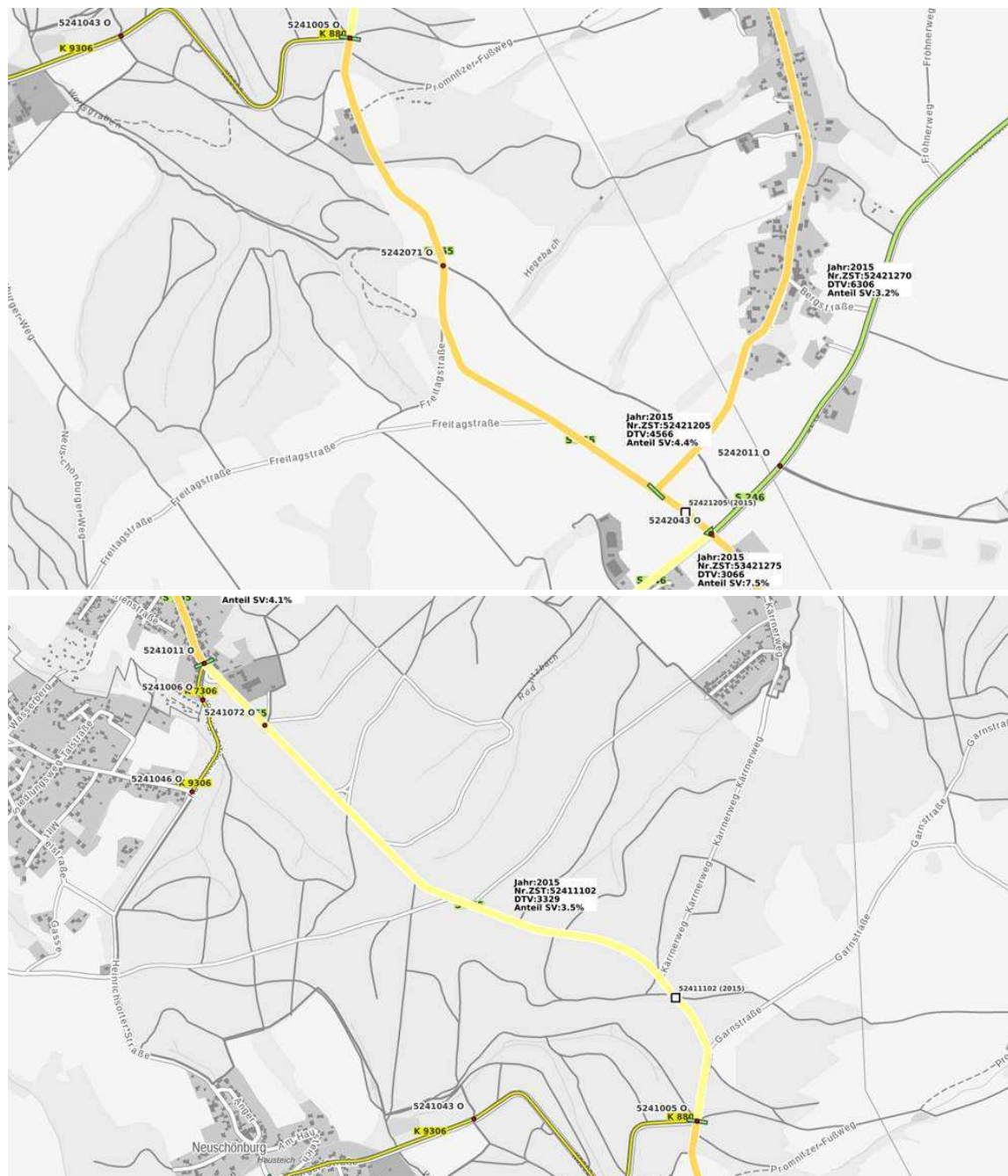


Abb. 7-1: Staatsstraße S 255: geografische Einordnung und Verkehrsbelastung (Daten: 2015)

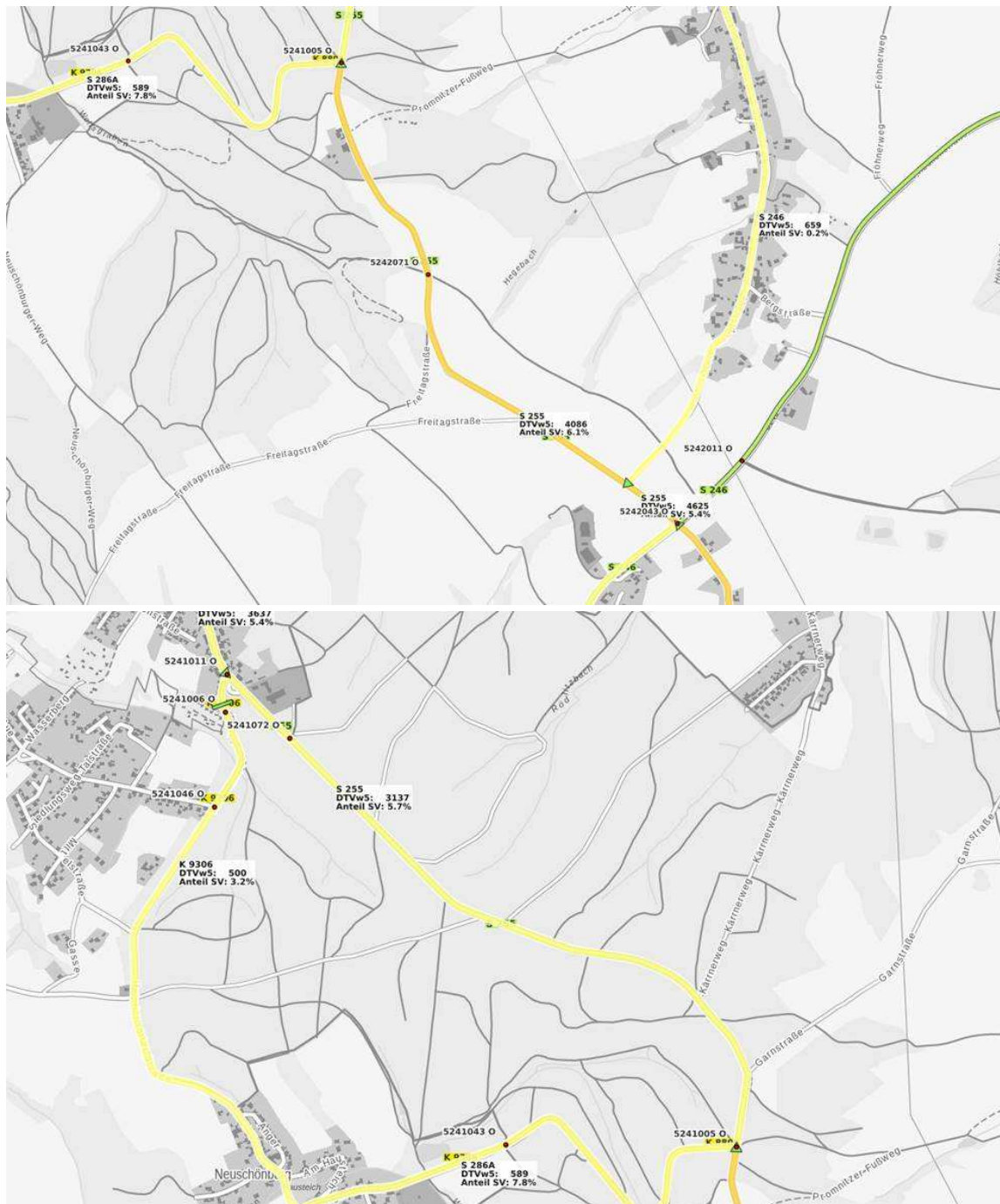


Abb. 7-2: Staatsstraße S 255: geografische Einordnung und Verkehrsbelastung (Daten: 2030)

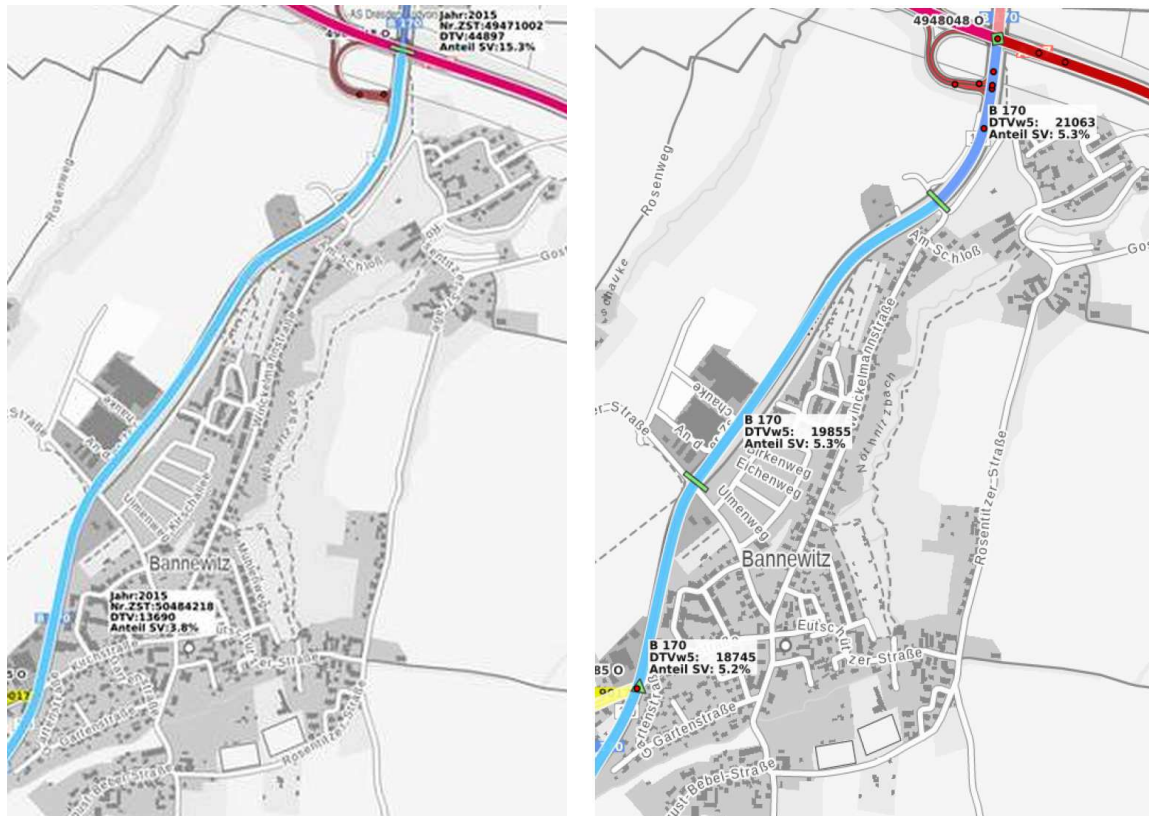


Abb. 7-3: Bundesstraße B 170: geografische Einordnung und Verkehrsbelastung (links: 2015, rechts: 2030)

7.1.2 Aufbau Untersuchungsabschnitte

Unter Aufbaudaten werden grundsätzlich Informationen zum Konstruktionsaufbau zusammengefasst. Diese umfassen Angaben zu geplanten und vorhandenen Schichtdicken, zum Verbundzustand zwischen den einzelnen Schichten, zur Einordnung der in den einzelnen Schichten eingebauten Materialien (Materialarten) und ggf. auch zu in situ bestimmten EV2-Werten.

Nachfolgend werden Aufbaudaten unterschieden in „Sollwerte“ und „Istwerte“. Daten, die der Straßendatenbank bzw. Planungsunterlagen entnommen wurden, sind im Folgenden als „Sollwerte“ anzusehen. Daten, die sich aus der Betrachtung bzw. Untersuchung von Bohrkernen ergeben, beschreiben einen Istzustand und sind somit den „Istwerten“ zuzuordnen.

In Tab. 7-5 sind zunächst, getrennt nach Untersuchungsabschnitt, die geplanten Aufbaudaten (Sollangaben) zusammengefasst. Eine differenzierte Beschreibung der in den einzelnen Schichten geplanten und eingebauten Materialien mit Kennzeichnung gleicher Materialien erfolgt in Tab. 7-6.

Auf dem Bauabschnitt 1 auf der S 255 (TA 1) wurden auf einer bestehenden Tragschicht zwei Unterabschnitte konzipiert. Abschnitt 1 (TA 1.1) wurde mit gummimodifiziertem Bitumen in der Deck- und Binderschicht und Abschnitt 2 (TA 1.2) wurde als Referenzvariante

zu Abschnitt TA 1.1 mit gummimodifiziertem Bitumen in der Deck- und Binderschicht sowie einem RC-Anteil von 40% in der Binderschicht realisiert.

Der zweite Bauabschnitt auf der S 255 (TA 2) ist in drei Unterabschnitte unterteilt. Die Teilabschnitte 1 (TA 2.1) und 2 (TA 2.2) teilen sich die gleiche Asphaltdeck- und -binderschicht. Das Asphaltdeckschichtmaterial ist ebenfalls gummimodifiziert, die Asphaltbinderschicht mit polymermodifiziertem Bitumen ist RC-Material versetzt. Die Asphalttragschichtmaterialien sind gleichfalls mit gummimodifiziertem Bitumen hergestellt, wobei in Abschnitt TA 2.1 zusätzlich ebenfalls RC-Material verwendet wurde. Der Teilabschnitt 3 (TA 2.3) fungiert als Referenzabschnitt, gänzlich ohne gummimodifiziertem Bitumen. Die Binderschicht im Teilabschnitt TA 2.3 entspricht der beiden anderen Teilabschnitte.

Auf der Bundesstraßen B 170 wurden die 2 Abschnitte so geplant, dass der Teilabschnitt TA 2 als Referenzabschnitt (ohne modifizierte Asphalte) fungieren sollte. Aufgrund der zeitlich versetzten Realisierung beider Abschnitte und der damit verbundenen nur begrenzt möglichen Vergleichbarkeit erfolgte auf dem zu einem deutlich späteren Zeitpunkt realisierten Teilabschnitt TA 2 noch keine Beprobung.

Anmerkung: Zur Bewertung des Zustands bzw. zur Prognose der Zustandsentwicklung des Teilanschnittes TA 2 auf der Bundesstraße B 170 kann nach Probenahme das Materialverhalten der eingebauten Materialien durch den Auftragnehmer untersucht und Prognoserechnungen durchgeführt werden.

Die Zeitpunkte der Bohrkernentnahmen sind zusammen mit den Realisierungszeiträumen der Untersuchungsabschnitte in Tab. 7-4 zusammengefasst.

Die Kontrollprüfungen, gemäß den ZTV Asphalt-StB, zu den in den einzelnen Schichten der drei Bauabschnitte eingebauten Materialien wurden durch die LIST GmbH durchgeführt.

Abschnitt	Realisierungszeitraum	Beprobungszeitraum
S 255 TA 1.1	xxx	05/2019
S 255 TA 1.2	xxx	11/2020
S 255 TA 2.1	xxx	10/2020
S 255 TA 2.2	xxx	10/2020
S 255 TA 2.3	xxx	04/2021
B 170 TA 1.1	xxx	09/2019
B 170 TA 1.2	xxx	keine Beprobung

Tab. 7-4: Untersuchungsabschnitte mit Angabe der Realisierungs- und Beprobungszeiträume

Abschnitt	Schichtart	Sollschichtdicke [mm]	Material
S255 TA 1.1	Asphaltdeckschicht	40	SMA 8 S GmBT 25/55-55
	Asphaltbinderschicht	60	AC 16 B S GmBT 25/55-55
	Asphalttragschicht		Bestand
	ungeb. Schichten		
S255 TA 1.2	Asphaltdeckschicht	40	SMA 8 S 25/55-55 A
	Asphaltbinderschicht	60	AC 16 B S 25/55-55 A mit 40 % RC
	Asphalttragschicht		Bestand
	ungeb. Schichten		
S255 TA 2.1	Asphaltdeckschicht	40	AC 11 D SP 50/70 mit 15 % Myaktiv 90 fein
	Asphaltbinderschicht	60	AC 16 B S 25/55-55 A mit 45 % RC
	Asphalttragschicht	260	AC 22 T S 50/70 mit 40 % RC mit 15 % Myaktiv 90 fein
	ungeb. Schichten		
S255 TA 2.2	Asphaltdeckschicht	40	AC 11 D SP 50/70 mit 15 % Myaktiv 90 fein
	Asphaltbinderschicht	60	AC 16 B S 25/55-55 A mit 45 % RC
	Asphalttragschicht	260	AC 22 T S 50/70 ohne RC mit 15 % Myaktiv 90 fein
	ungeb. Schichten		
S255 TA 2.3	Asphaltdeckschicht	40	AC 11 D SP 25/55-55 A
	Asphaltbinderschicht	60	AC 16 B S 25/55-55 A mit 45 % RC
	Asphalttragschicht	260	AC 22 T S 50/70 mit 40 % RC
	ungeb. Schichten		
B170 TA 1.1	Asphaltdeckschicht	xxx	xxx
	Asphaltbinderschicht	xxx	xxx
	Asphalttragschicht	xxx	xxx
	ungeb. Schichten		

Tab. 7-5: Aufbaudaten, Zusammensetzung der einzelnen Untersuchungsabschnitte (Sollangaben)

Ab-schnitt	Schichtart	Material	Asphalt	Bitumen	RC / Gummi
S255 TA 1.1	Asphaltdeck-schicht	SMA 8 S GmBT 25/55-55	SMA 8 S	GmBT 25/55-55	
	Asphaltbinder-schicht	AC 16 B S GmBT 25/55-55	AC 16 B S	GmBT 25/55-55	
	Asphalttrag-schicht	Bestand, id. TA 1.2	-	-	-
S255 TA 1.2	Asphaltdeck-schicht	SMA 8 S 25/55-55 A	SMA 8 S	25/55-55 A	
	Asphaltbinder-schicht	AC 16 B S 25/55-55 A 40 % RC	AC 16 B S	25/55-55 A	40% RC
	Asphalttrag-schicht	Bestand, id. TA 1.1	-	-	-
S255 TA 2.1	Asphaltdeck-schicht	AC 11 D SP 50/70, id. TA 2.2 15 % Myaktiv 90 fein	AC 11 D SP	50/70	15% Myaktiv 90 fein
	Asphaltbinder-schicht	AC 16 B S 25/55-55 A, id. TA 2.2, TA 2.3 45 % RC	AC 16 B S	25/55-55 A	45% RC
	Asphalttrag-schicht	AC 22 T S 50/70 40 % RC, 15 % Myaktiv 90 fein	AC 22 T S	50/70	40% RC 15% Myaktiv 90 fein
S255 TA 2.2	Asphaltdeck-schicht	AC 11 D SP 50/70, id. TA 2.1 15 % Myaktiv 90 fein	AC 11 D SP	50/70	15% Myaktiv 90 fein
	Asphaltbinder-schicht	AC 16 B S 25/55-55 A, id. TA 2.1, TA 2.3 mit 45 % RC	AC 16 B S	25/55-55 A	45% RC
	Asphalttrag-schicht	AC 22 T S 50/70, ohne RC 15 % Myaktiv 90 fein	AC 22 T S	50/70	15% Myaktiv 90 fein
S255 TA 2.3	Asphaltdeck-schicht	AC 11 D SP 25/55-55 A	AC 11 D SP	25/55-55 A	-
	Asphaltbinder-schicht	AC 16 B S 25/55-55 A id. TA 2.1, TA 2.2 45 % RC	AC 16 B S	25/55-55 A	45% RC
	Asphalttrag-schicht	AC 22 T S 50/70 40 % RC	AC 22 T S	50/70	40% RC
B170 TA 1.1	Asphaltdeck-schicht	xxx	xxx	xxx	xxx
	Asphaltbinder-schicht	xxx	xxx	xxx	xxx
	Asphalttrag-schicht	xxx	xxx	xxx	xxx

Tab. 7-6: Zusammensetzung der Materialien in den einzelnen Schichten der Untersuchungsabschnitte; Kennzeichnung identischer (id.) Materialien

7.2 Beprobung der realisierten Untersuchungsabschnitte

Zur Bewertung des mechanischen Verhaltens der in den einzelnen Schichten eingebauten Materialien sowie zur Bereitstellung dimensionierungsrelevanter Eingangsdaten für die Prognose der Zustandsentwicklung der realisierten Untersuchungsabschnitte bzw. Befestigungsvarianten wurden gemäß der in Abschnitt 7.2.1 beschriebenen Vorgehensweise Bohrkerne entnommen. Anhand der Bohrkerne konnten im Anschluss punktuell die tatsächlichen Dicken der eingebauten Schichten bestimmt werden (vgl. Abschnitt 7.2.2).

7.2.1 Bohrkernentnahme

Gemäß den Anforderungen in den RSO Asphalt [FGSV RSO Asphalt 2015E] sollte die Festlegung der Bohrkernstationierungen in Längsrichtung innerhalb eines strukturell homogenen Abschnittes nach den „Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau TP BF-StB Teil E 1“ [FGSV TP BF-StB 2012] erfolgen. Zu beprobende Abschnitte sind demnach in Abhängigkeit von der zu entnehmenden Anzahl an Bohrkernen in gleichlange Abschnitte zu unterteilen. Mittels Zufallszahlen und vorgegebenem Berechnungsansatz ist innerhalb eines jeden Unterabschnittes ein Bohrpunkt festzulegen.

Grundsätzlich gilt, dass gemäß der in den derzeit gültigen Regelwerken geforderten Nachweise zur Dimensionierung und Bewertung von Asphaltbefestigungen der Ermüdungsnachweis bisher nur für Asphalttragschichten durchzuführen ist. Hieraus folgt, dass für Asphaltdeck- und Binderschicht weniger Bohrproben benötigt werden als für Asphalttragschichten.

Im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens wurde teilweise eine vom geltenden Regelwerk abweichende Vorgehensweise verfolgt. Um frisch eingebaute Deck- und Binderschichten durch das Herausbohren von Bohrkernen so wenig wie möglich zu schädigen, wurde auf einigen Abschnitten zunächst nur die Asphalttragschicht beprobt. Die Beprobung der Asphaltdeck- und Binderschicht erfolgte in diesem Fall zu einem späteren Zeitpunkt und durch eine geringere Anzahl an Bohrkernen.

Für die Bereitstellung dimensionierungsrelevanter Eingangsdaten ist gemäß den RDO Asphalt [FGSV RDO Asphalt 2009/2019] bzw. den RSO Asphalt [FGSV RSO Asphalt 2019] das Steifigkeits- und das Ermüdungsverhalten von Asphalten mittels Spaltzug-Schwellversuch nach den TP Asphalt Teil 24 und Teil 26 [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018] zu untersuchen und zu bewerten. Für die Untersuchung des Steifigkeitsverhaltens werden vier Prüfkörper und für die Bewertung der Ermüdungsbeständigkeit 10 Prüfkörper benötigt (vgl. Abschnitt 4.1). Auf Grundlage dieser Anforderungen ergibt sich die in Tab. 7-7 zahlenmäßige Auflistung der auf den einzelnen Abschnitten entnommenen Bohrkerne.

Abschnitt	Beprobungs- serie	Anzahl Bohrkerne		
		Asphaltdeckschicht	Asphaltbinderschicht	Asphalttragschicht
S255 TA 1.1	1/2	0	0	14
	2/2	5	5	5
S255 TA 1.2	1/1	14	14	14
S255 TA 2.1	1/2	0	0	14
	2/2	10	10	10
S255 TA 2.2	1/2	0	0	14
	2/2	10	10	10
S255 TA 2.3	1/2	0	0	14
	2/2	5	5	5
B170 TA 1.1	1/1	14	14	14

Tab. 7-7: Anzahl Bohrkerne je Untersuchungsabschnitt

Nach Entnahme der Bohrkerne erfolgte eine (klassische) Schichtdickenbestimmung, die durch eine umfassende Fotodokumentation ergänzt wurde. Die von der LIST GmbH zur Verfügung gestellten Bohrkernprotokolle (u. a. mit Angabe konkreter Stationierungspunkte sowie mit Hinweisen zu ggf. fehlendem Schichtenverbund) können beim AG eingesehen werden.

7.2.2 Bohrkernbewertung

Obwohl die entnommenen Bohrkerne aus eigens für das diesem Bericht zugrundeliegenden Forschungsvorhaben realisierten Testfeldern entnommen wurden, wiesen einige Bauabschnitte einen fehlenden Verbund zwischen frisch hergestellten Asphaltsschichten auf. Eine entsprechende Auflistung, erstellt auf Grundlage der Bohrkernprotokolle, ist in Tab. 7-8 zusammengestellt.

Abschnitt	Beprobungs- serie	Anzahl Bohrkerne	
		Asphaltdeckschicht - Asphaltbinderschicht	Asphaltbinderschicht - Asphalttragschicht
S 255 TA 1.1	1/2, 2/2	-	1x; BK 5 (id. TA 1.2)
S 255 TA 1.2	1/1	-	1x; BK 5 (id. TA 1.1)
S 255 TA 2.1	1/2, 2/2	2x; BK 2,6 (id. TA 2.2)	-
S 255 TA 2.2	1/2, 2/2	2x; BK 2,6 (id. TA 2.1)	-
S 255 TA 2.3	1/2	-	7x; BK 2,3,7,8,9,11,13
	2/2	-	5x; BK 1,2,3,4,5 (alle)
B 170 TA 1.1	1/1	-	-

Tab. 7-8: Anzahl Bohrkerne mit fehlendem Schichtenverbund

In Tab. 7-9 sind, getrennt nach Untersuchungstrecken und -abschnitten, die auf Grundlage der Angaben in den vorliegenden Bohrkernprotokollen berechneten mittleren sowie minimalen und maximalen Schichtdicken aufgelistet. Auf den Teilabschnitten TA 2.1, TA 2.2

und TA 2.3 auf dem Bauabschnitt 1 auf der S 255 wurde die Tragschicht zweilagig eingebaut. Für die Angaben in Tab. 7-9 wurden die Dicken der einzelnen Lagen zusammengefasst. Differenzierte Angaben können den Bohrkernprotokollen entnommen werden. Die Durchführung der Spaltzug-Schwellversuche erfolgte hingegen für jede Lage einzeln.

Abschnitt	Schicht-art	mittlere Schichtdicke (lt. Bohrkernprotokoll) [cm]	
		Beprobungsserie 1	Beprobungsserie 2
S 255 TA 1.1	ADS	-	4,1
	ABS	-	5,98
	ATS (id. TA 1.2)	12,71 Min-Wert: 7,5 Max-Wert: 23,8	8,02 Min-Wert: 5,7 Max-Wert: 12,4
		Mittelwert aus Einzelwerten beider Beprobungen: 11,47	
S 255 TA 1.2	ADS	4,09	-
	ABS	6,06	-
	ATS (id. TA 1.1)	10,96 Min-Wert: 4,5 Max-Wert: 16,2	-
S 255 TA 2.1	ADS (id. TA 2.2)	-	4,06
	ABS (id. TA 2.2, TA 2.3)	-	6,16
	ATS (Gesamtdicke)	25,84 Min-Wert: 23,78 Max-Wert: 28,18	-
S 255 TA 2.2	ADS (id. TA 2.1)	-	4,06
	ABS (id. TA 2.1, TA 2.3)	-	6,16
	ATS (Gesamtdicke)	25,27 Min-Wert: 23,35 Max-Wert: 27,50	-
S 255 TA 2.3	ADS	-	4,57
	ABS (id. TA 2.1, TA 2.2)	-	6,16
	ATS (Gesamtdicke)	27,12 Min-Wert: 26,2 Max-Wert: 27,8	25,82 Min-Wert: 23,5 Max-Wert: 26,6
B 170 TA 1.1	ADS	3,99	-
	ABS	7,97	-
	ATS (Gesamtdicke)	17,00 Min-Wert: 14,9 Max-Wert: 18,2	-

Tab. 7-9: Aufbaudaten laut Bohrkernprotokolle; Angabe minimale, maximale und mittlere Schichtdicken

Aus den entnommenen Bohrkernen wurden nach Bestimmung der Schichtdicken schichtweise Prüfkörper definierter Geometrie (vgl. Abschnitt 4.1.1) zur anschließenden Durchführung von Spaltzug-Schwellversuchen hergestellt.

Unter Berücksichtigung des teilweise mehrlagigen Schichteinbaus wurden die in Tab. 7-10 zusammengefassten Materialbezeichnungen im Laufe der Projektbearbeitung festgelegt und für die sich anschließende Auswertung und Bewertung übernommen.

Abschnitt	Asphaltdeckschicht	Asphaltbinderschicht	Asphalttragschicht
S255 TA 1.1	1M_DS	1M_BS	1M_TS (Bestand)
S255 TA 1.2	1_DS	1_BS	
S255 TA 2.1	3M_DS	3M_BS (id. TA 2.3)	3MR_oTS; 3MR_uTS
S255 TA 2.2			3M_oTS; 3M_uTS
S255 TA 2.3	3_DS	3_BS (id. TA 2.1, TA 2.2)	3_oTS; 3_uTS
B170 TA 1.1	2M_DS	2M_BS	2M_oTS; 2M_uTS

Tab. 7-10: Bezeichnung der Prüf- und Materialserien; ‚o‘ und ‚u‘ kennzeichnen Prüfkörper aus der ‚oberen‘ bzw. ‚unteren‘ Lage der eingebauten Tragschichten

S 255, Bauabschnitt 1															
Abschnitt TA 1.1 Maße wurden aus Bohrkernfotos ermittelt!															
Beprobungsreihe 1/2															
Mateialbez. Intern	BK-Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1M_DS	SMA 8 S														
1_BS	AC 16 B S														
1M_TS (Bestand)	Bestand	15,7	10,1	6,7	5	4	9	5,7	5,8	8,1	11,6	9,7	8,7	7,5	9,9
		1,3		3,1	4,6	5,5		3,8	3,2	11,9		12,5	4,9		2,2
				3,6						3,8					
Summe		17,00	10,10	13,40	9,60	9,50	9,00	9,50	9,00	23,80	11,60	22,20	13,60	7,50	12,10
Abschnitt TA 1.2															
Beprobungsreihe 2/2															
Mateialbez. Intern	BK-Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1_DS	SMA 8 S	3,8	3,8	4,2	4,5	3,7	4,2	4,6	4,5	3,4	3,4	4,7	3,7	4,3	4,5
1_BS	AC 16 B S	6,5	5,5	7,5	6,9	5,6	5,7	6,4	6,1	6,2	5,7	6,3	5,5	5,6	5,3
1M_TS (Bestand)	Bestand	8,5	7,5	12,3	12,8	10,5	16,2	4,5	14,5	12,9	7,5	12,4	7,9	11,4	14,5
Summe		18,80	16,80	24,00	24,20	19,80	26,10	15,50	25,10	22,50	16,60	23,40	17,10	21,30	21,11
S 255, Bauabschnitt 2															
Abschnitt TA 2.1															
Beprobungsreihe 1/2															
Mateialbez. Intern	BK-Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3M_DS	AC 11 D SP														
3M_BS	AC 16 B S														
3M_oTS	AC 22 T S	12,3	12,9	13,9	13,5	13,0	13,2	12,5	13,5	12,0	12,4	13,3	13,6	13,3	13,7
3M_uTS	AC 22 T S	11,5	12,2	14,3	13,9	13,6	14,5	12,7	12,6	12,4	13,0	12,5	12,7	11,6	11,2
Summe		23,78	25,13	28,18	27,43	26,58	27,65	25,20	26,13	24,43	25,35	25,83	26,28	24,88	24,90
Abschnitt TA 2.2															
Beprobungsreihe 2/2															
Mateialbez. Intern	BK-Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3M_DS	AC 11 D SP														
3M_BS	AC 16 B S														
3MR_oTS	AC 22 T S	13,6	12,2	13,8	13,9	13,5	14,0	13,5	13,5	14,2	12,0	12,9	12,5	12,0	13,7
3MR_uTS	AC 22 T S	13,1	11,3	12,9	11,6	11,0	10,9	12,0	12,7	13,3	11,4	12,8	12,7	11,6	11,5
Summe		26,65	23,48	26,68	25,45	24,53	24,88	25,45	26,15	27,50	23,35	25,65	25,18	23,63	25,18
Abschnitt TA 2.3															
Beprobungsreihe 1/2															
Mateialbez. Intern	BK-Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3M_DS															
3M_BS															
3MR_oTS	AC 22 T S	13,4	12,8	13,5	13,3	13,5	14,2	13,2	13,3	13,5	13,1	13,2	13,5	13,7	14,5
3MR_uTS	AC 22 T S	12,9	13,5	14,3	12,9	13,2	13,6	14,4	14,0	14,0	13,4	14,1	13,3	14,1	13,3
Summe		26,30	26,30	27,80	26,20	26,70	27,80	27,60	27,30	27,50	26,50	27,30	26,80	27,80	27,12
B 170															
Abschnitt TA 1.1															
Beprobungsreihe 2/2															
Mateialbez. Intern	BK-Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
3M_DS	SMA 11 S	4,4	4,2	4,1	4,3	3,9	3,5	3,7	3,9	4,2	3,7	4,0	3,9	3,8	4,3
3M_BS	AC 16 B S	7,8	8,7	8,8	8,1	8,1	9,0	8,1	8,1	7,5	8,2	7,6	7,4	7,2	7,0
3MR_oTS	AC 22 T S	8,7	8,2	8,1	8,5	8,4	8,4	8,7	7,5	7,6	7,9	8,4	8,5	8,8	9,0
3MR_uTS	AC 22 T S	9,0	8,6	8,2	9,5	9,2	9,1	9,1	9,6	7,3	8,0	8,7	7,7	9,4	7,9
Summe		29,90	29,70	29,20	30,40	29,60	30,00	29,60	29,10	26,60	27,80	28,70	27,50	29,20	28,96

geringste und größte ATS-Dicken

mittlere Dicken

fehlender Schichtenverbund

Angabe aller Dicken in [cm]

Abb. 7-4: Zusammenfassung am Bohrkern bestimmter Schichtdicken mit Kennzeichnung geringster und größter Asphalttragschichtdicken und Angabe mittlerer Dicken je Schicht

7.3 Gebrauchsverhalten der eingebauten Materialien

Die Zustandsbewertung einer Straßenbefestigung erfolgt i. d. R. anhand von Oberflächenmerkmalen. Basierend auf Oberflächeneigenschaften ist keine gesicherte Bewertung der untersten gebundenen Befestigungsschichten möglich. Eine allumfassende Bewertung des Gesamtzustandes einer Straßenbefestigung erfordert eine differenzierte Bewertung der Gesamtkonstruktion unter Einbeziehung des tatsächlichen Verhaltens der in den einzelnen Schichten eingebauten Materialien.

Für eine Substanzbewertung nach den RSO Asphalt [FGSV RSO Asphalt 2019] (vgl. Kapitel 5) ist, je nach Schichtart, das Steifigkeits-, Ermüdungs- und Tieftemperaturverhalten der in den einzelnen Schichten eingebauten Materialien prüftechnisch zu untersuchen.

Im Rahmen des diesem Bericht zugrundeliegenden Forschungsvorhabens wurde ausschließlich das Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten der in den einzelnen Teilabschnitten eingebauten Materialien untersucht. Ergebnis dieser Untersuchungen sind Funktionen, die das frequenz- und temperaturabhängige Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten der untersuchten Materialien aufzeigen. Quantifiziert werden die Funktionen durch dimensionierungsrelevante Materialkennwerte, die für Dimensionierungs- bzw. Prognoserechnungen unerlässlich sind (vgl. Abschnitt 4.1.3).

Das Steifigkeits- und Ermüdungsverhalten ist gemäß [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018] mittels Spaltzug-Schwellversuch (vgl. Abschnitte 4.1) zu bewerten.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Spaltzug-Schwellversuche für die einzelnen Untersuchungsabschnitte zusammengefasst und diskutiert. Die Darstellung des frequenz- und temperaturabhängigen Steifigkeitsverhaltens der untersuchten Materialien erfolgt in Form von Hauptkurven (auch Masterfunktionen genannt) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen. Letztere werden aus den Hauptkurven als grundlegende Materialkennwertfunktion für eine Frequenz von $f = 10$ Hz berechnet. Die durchgeführten Steifigkeitsversuche beinhalten i. d. R. eine Vierfachbelegung eines jeden angesetzten Belastungszustandes. Das Ermüdungsverhalten der einzelnen Materialien wird durch Ermüdungsfunktionen beschrieben. Hier wird für jeden Belastungszustand eine Dreifachbelegung angestrebt.

Dargestellt werden nachfolgend die gemäß den voran beschriebenen Funktionsansätzen ermittelten mittleren Funktionen, d. h., die im Rahmen von Prognoserechnungen die Berücksichtigung nicht versuchstechnisch untersuchter Belastungszustände ermöglichen.

7.3.1 S 255 Bauabschnitt 1

Auf dem Bauabschnitt 1 auf der S 255 (TA 1) wurden auf einer bestehenden Tragschicht zwei Unterabschnitten konzipiert. Abschnitt 1 (TA 1.1) wurde mit gummimodifiziertem Bitumen in der Deck- und Binderschicht (gelb) und Abschnitt 2 (TA 1.2) wurde als Referenzvariante (blau) zu Abschnitt TA 1.1 mit gummimodifiziertem Bitumen in der Deck- und Binderschicht sowie einem RC-Anteil von 40% in der Binderschicht realisiert.

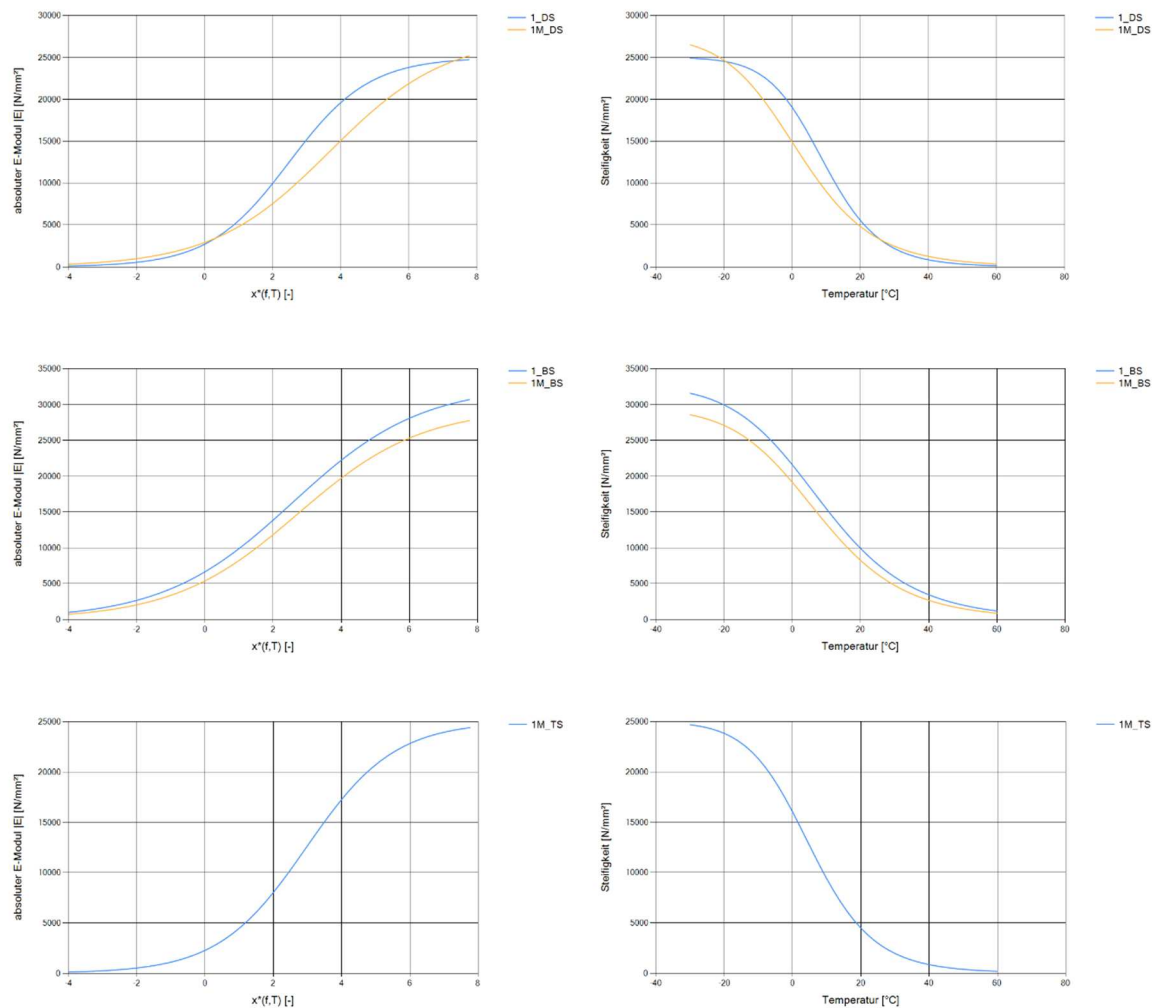


Abb. 7-5: Hauptkurven (links) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (rechts) der Materialien eingebaut auf der S 255, Bauabschnitt 1, Teilabschnitte TA 1.1. und TA 1.2 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert)

In Abb. 7-5 sind zunächst links die evaluierten Hauptkurven und rechts die daraus abgeleiteten Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen für beide Abschnitte schichtweise vergleichend gegenüber gestellt. Die prüftechnisch bestimmte Ermüdungsfunktion des Tragschichtmaterials steht in Abb. 7-7 zur Verfügung. Die Deck- und Binderschichtasphalte auf dem Abschnitt ohne Gummimodifizierung zeigen jeweils höhere Steifigkeiten als die gummimodifizierten Asphalte. Das Asphaltbinderschichtmaterial mit dem RC-Anteil zeigt zudem im mittleren versuchstechnisch abgedeckten Bereich deutlich höhere Steifigkeiten als das

Referenzmaterial. Zur Bewertung der Steifigkeiten im Allgemeinen sind in Abb. 7-6 nochmals die Hauptkurven und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen für alle fünf Materialien eingebaut auf dem Bauabschnitt 1 auf der S 255 (TA 1) zusammengefasst. Das Bestands-tragschichtmaterial zeigt die geringste Steifigkeit, die beiden Binderschichtmaterialien die höchsten Steifigkeiten. Sowohl die Asphaltdeckschichtmaterialien als auch die Asphaltbin-derschichtmaterialien zeigen jeweils qualitativ ähnliche Abhängigkeiten.

Eine allumfassende Bewertung der unterschiedlichen Materialien ist jedoch nur unter Ein-beziehung der jeweiligen volumetrischen Gemischzusammensetzung möglich.

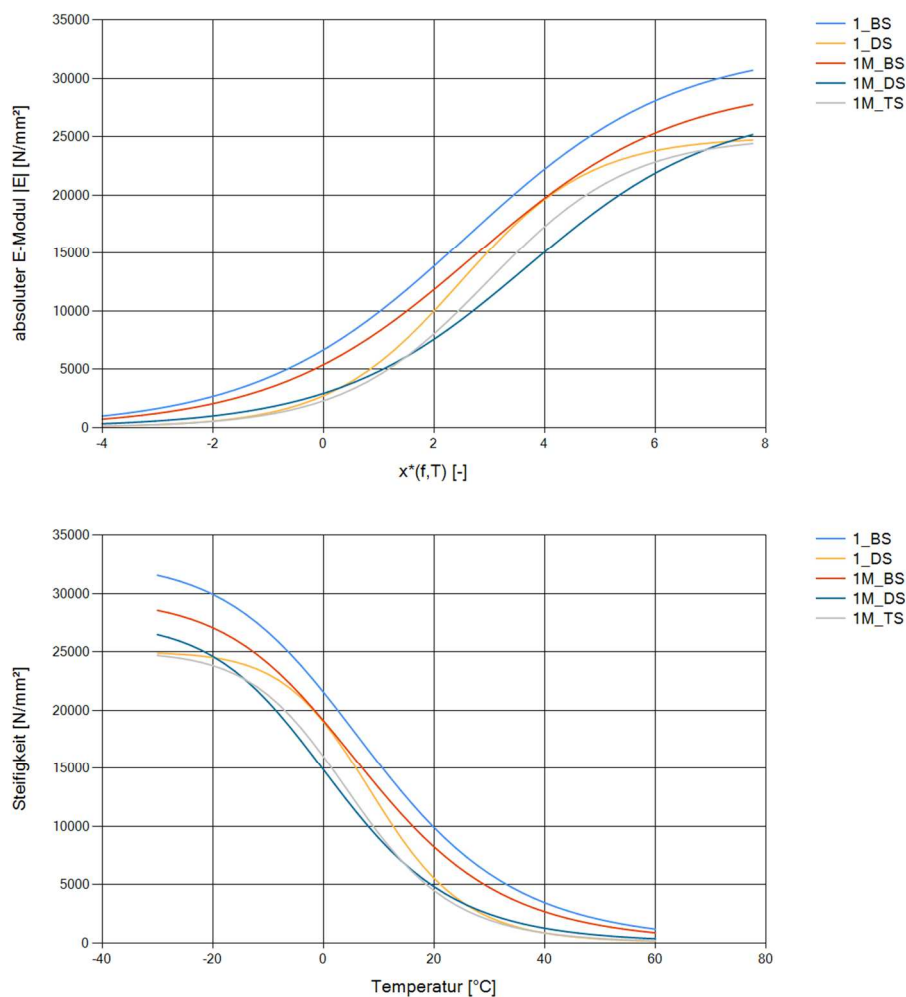


Abb. 7-6: Vergleich der Hauptkurven (oben) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (unten) der Materialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 1, Teilabschnitte TA 1.1. und TA 1.2 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert)

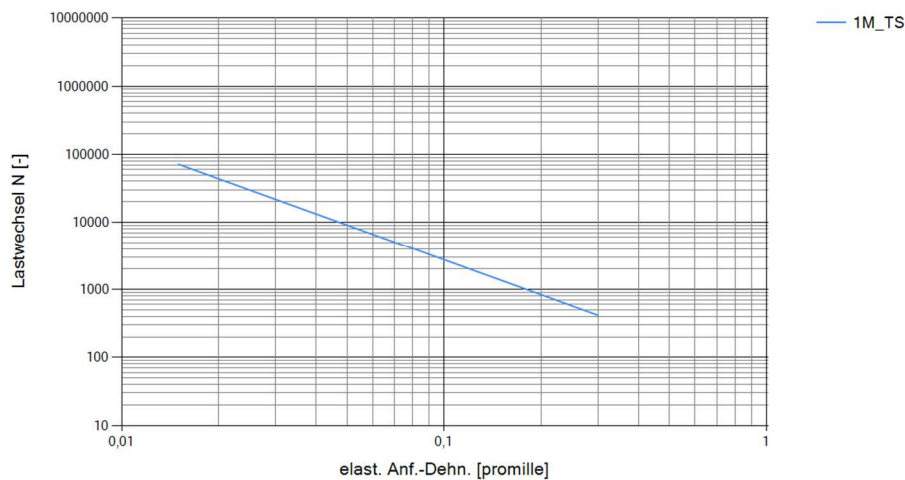


Abb. 7-7: Ermüdungsfunktion des Tragschichtmaterials (Bestand) auf der S255, Bauabschnitt 1, Teilabschnitte TA 1.1. und TA 1.2 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnung gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert)

7.3.2 S 255 Bauabschnitt 2

Der zweite Bauabschnitt auf der S 255 (TA 2) ist in drei Unterabschnitte unterteilt. Die Teilabschnitte 1 (TA 2.1) und 2 (TA 2.2) teilen sich die gleiche Asphaltdeck- und –binderschicht. Das Asphaltdeckschichtmaterial ist ebenfalls gummimodifiziert, die Asphaltbinderschicht mit polymermodifiziertem Bitumen ist RC-Material versetzt. Die Asphalttragschichtmaterialien sind gleichfalls mit gummimodifiziertem Bitumen hergestellt, wobei in Abschnitt TA 2.1 zusätzlich ebenfalls RC-Material verwendet wurde. Der Teilabschnitt 3 (TA 2.3) fungiert als Referenzabschnitt, gänzlich ohne gummimodifiziertem Bitumen. Die Binderschicht im Teilabschnitt TA 2.3 entspricht der der beiden anderen Teilabschnitte.

In Abb. 7-8 sind zunächst links die evaluierten Hauptkurven und rechts die daraus abgeleiteten Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen für die eingebauten Asphaltdeck- und –binderschichtmaterialien gegenüber gestellt. Ein Vergleich der in allen drei Abschnitten jeweils zweilagig eingebauten Tragschichtmaterialien hinsichtlich Steifigkeit (mittels Hauptkurven links) und Ermüdungsbeständigkeit (mittels Ermüdungsfunktionen rechts) wird in Abb. 7-9 geboten. Vergleichende Gegenüberstellungen der Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen der eingebauten bzw. untersuchten Tragschichtgemische stehen in Abb. 7-10 und Abb. 7-11 bereit.

Die mit Gummipartikeln modifizierten Asphaltdeck- und –binderschichtmaterialien (Bitumen 50/70 + Gummigranulat) zeigen identische Steifigkeiten wie die Vergleichsmaterialien hergestellt mit polymermodifiziertem Bitumen. Gummigranulat kann als nachhaltige Alternative zu Polymeren im Rahmen der Kreislaufwirtschaft zur Modifizierung von Asphaltgemischen angesehen werden.

Die Bewertung des Verhaltens der Tragschichtmaterialien zeigt, dass in allen drei Abschnitten die oberen und unteren Lagen jeweils gleiche Steifigkeiten zeigen. Auch die Ermüdungsfunktionen sind jeweils nahezu identisch.

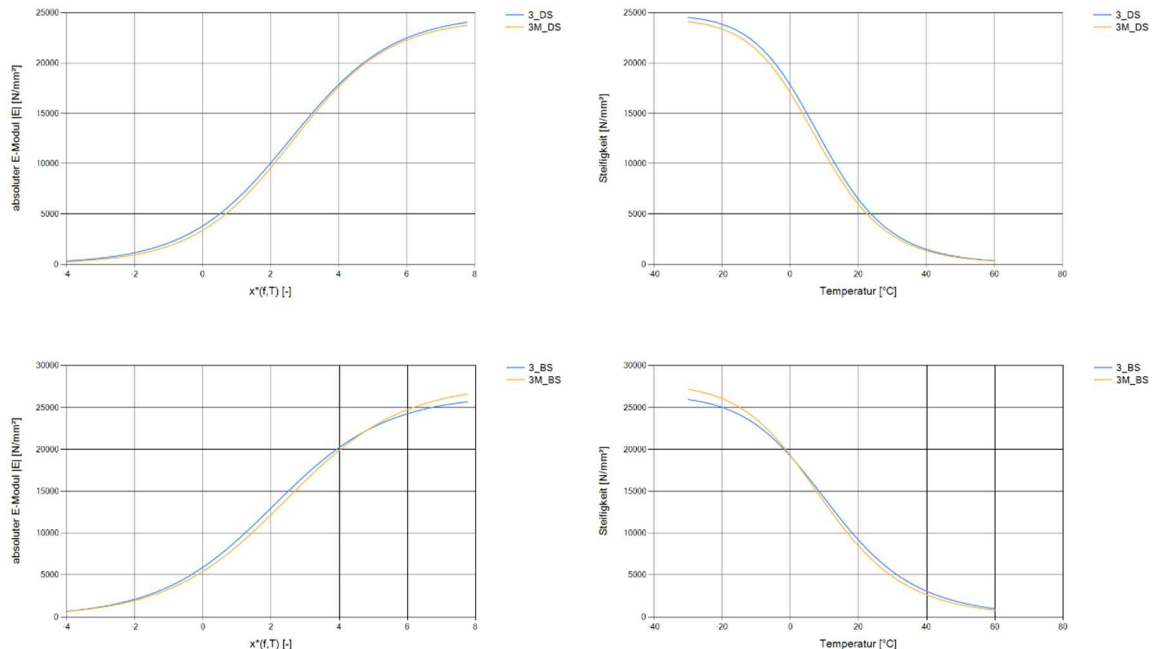


Abb. 7-8: Hauptkurven (links) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (rechts) der Asphaltdeck- und Binderschichtmaterialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 2, Teilabschnitte TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10)

Anmerkung: Gemäß zur Verfügung stehender Daten, zusammengefasst in Tab. 7-6, wurde auf den drei Teilabschnitten TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 in der Binderschicht das gleiche Asphaltmaterial eingebaut, jeweils ohne Gummizusatz. Für die Grafen der Binderschichtmaterialien in Abb. 7-8 sind somit identische Bezeichnungen anzunehmen.

Vergleicht man die Abschnitte untereinander, so ist zu erkennen, dass die Asphalttragschichtmaterialien in Abschnitt 3 die höchste Steifigkeit aufweisen und sich deutlich von den anderen abgrenzen. Auch hier bewirkt die Zugabe von Gummimehl eine reduzierte Materialsteifigkeit. Wird neben Gummimehl außerdem RC-Material hinzugegeben, so erhöht sich die Steifigkeit leicht. Die beschriebenen Zusammenhänge erscheinen plausibel.

Aus den dargestellten Ermüdungsfunktionen lässt sich des Weiteren ableiten, dass die Tragschicht des ersten Abschnittes (gummimodifiziert + RC) die schlechteste Ermüdungsbeständigkeit besitzt. Die dargestellten Ermüdungsfunktionen grenzen sich deutlich von denen der anderen Abschnitte ab. Die beste Ermüdungsbeständigkeit zeigt die Asphalttragschicht mit ausschließlich Gummimodifizierung. Die Ermüdungsbeständigkeit des Materials mit RC ist nur etwas geringer. Hieraus ergibt sich die Frage, ob es bei Verwendung von Gummimehl und RC zu chemischen Reaktionen kommt. Dies gilt es zukünftig noch zu klären.

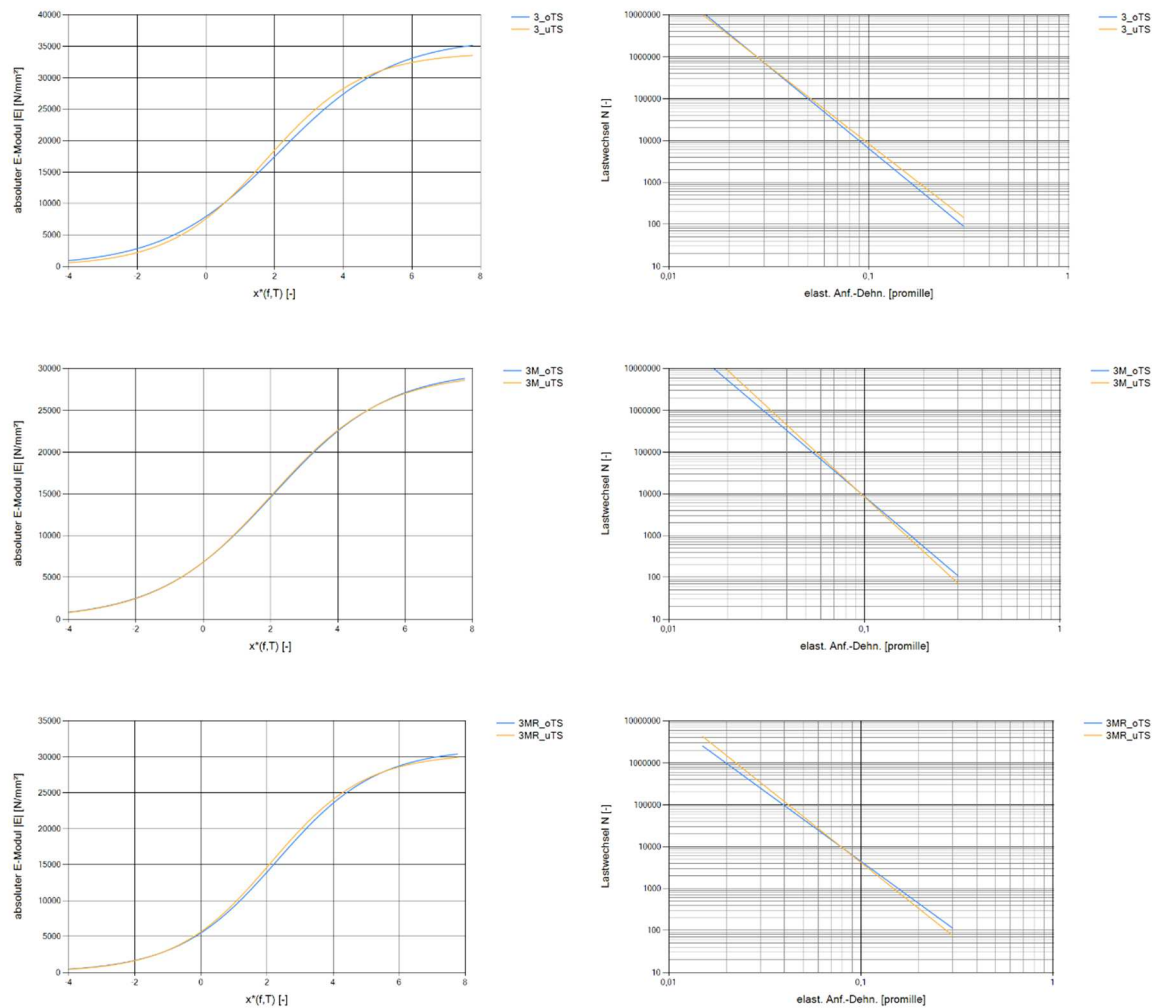


Abb. 7-9: Hauptkurven (links) und Ermüdungsfunktionen (rechts) der Asphalttragschichtmaterialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 2, Teilabschnitte TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „R“ = mit Recyclingmaterial, „o“/„u“ obere/untere Lage)

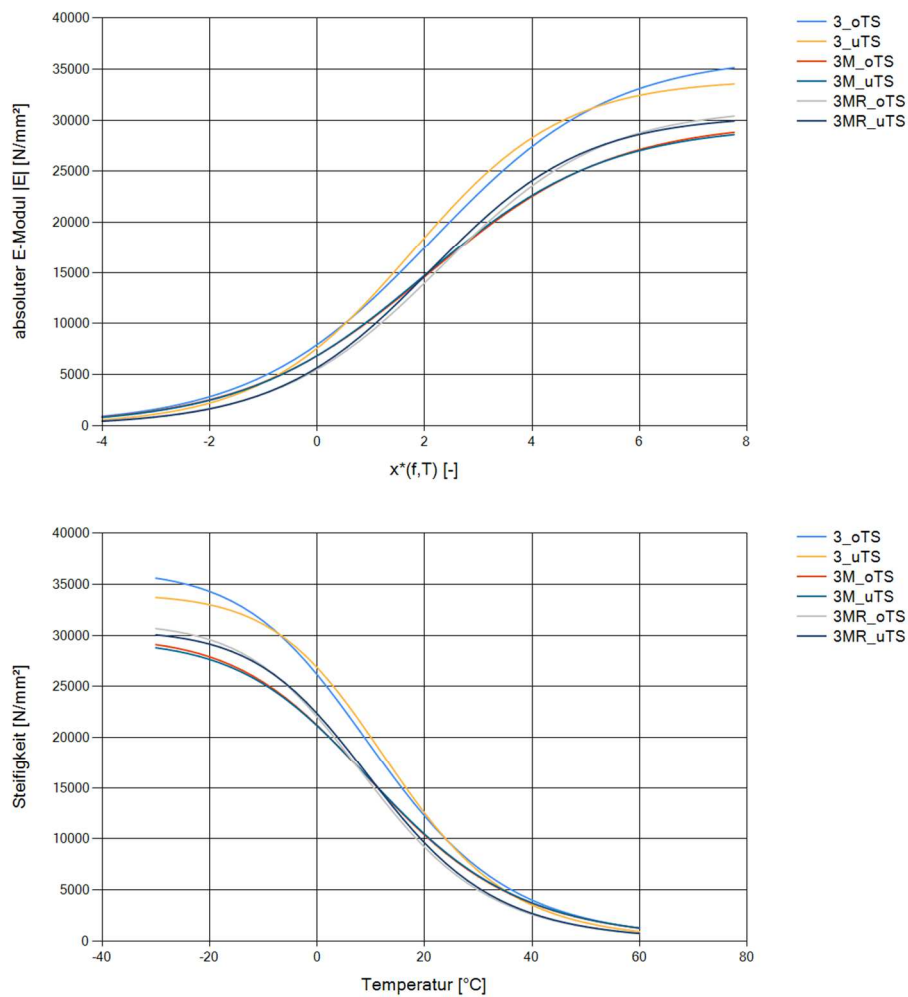


Abb. 7-10: Vergleich der Hauptkurven (oben) und der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (unten) der Asphalttragschichtmaterialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 2, Teilabschnitte TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „R“ = mit Recyclingmaterial, „o“/„u“ obere/untere Lage)

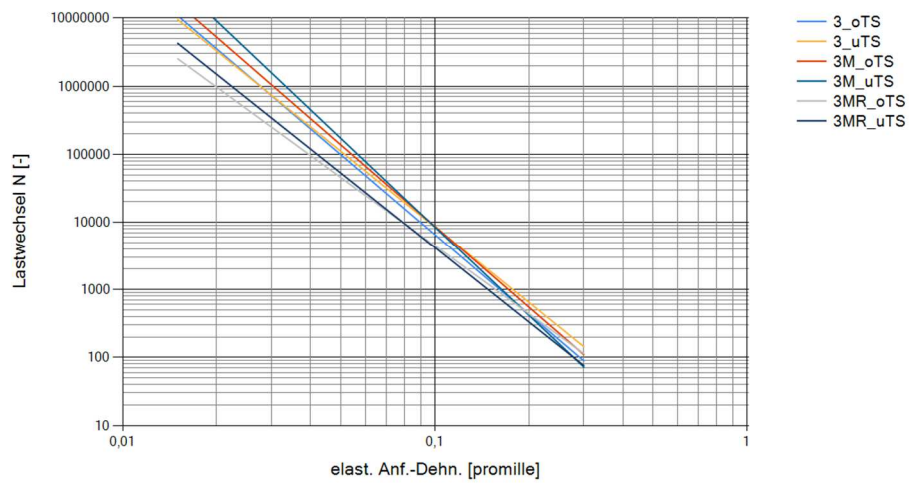


Abb. 7-11: Vergleich der Ermüdungsfunktionen der Asphalttragschichtmaterialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 2, Teilabschnitte TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „R“ = mit Recyclingmaterial, „o“/„u“ obere/untere Lage)

7.3.3 B 170

Da auf den ursprünglich geplanten Untersuchungsabschnitten auf der B 170 nur der Teilabschnitt TA 1.1 beprobt wurde, ist ein Vergleich der Materialien nur schichtweise möglich.

In Abb. 7-12 sind zunächst links die evaluierten Hauptkurven und rechts die daraus abgeleiteten Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen für die eingebauten Materialien gegenüber gestellt. In Abb. 7-13 folgt eine Zusammenfassung der Funktionen aller Materialien. Die ermittelten Ermüdungsfunktionen des ebenfalls zweilagig eingebauten Asphalttragschichtmaterials werden in Abb. 7-14 gezeigt. Entgegen den voran diskutierten Ergebnissen für den zweiten Bauabschnitt auf der S 255 zeigen hier die Tragschichtmaterialien der oberen und unteren Lage unterschiedliches Verhalten. Die untere Lage besitzt unerwartet eine geringere Steifigkeit und zudem weitestgehend ein schlechteres Ermüdungsverhalten als das Material in der oberen Schichtlage.

Im Allgemeinen gilt anzumerken, dass das Deckschichtmaterial die deutlich geringste Steifigkeit besitzt und das Binderschichtmaterial sowie das Tragschichtmaterial der unteren Lage nahezu gleiche Steifigkeiten aufweisen.

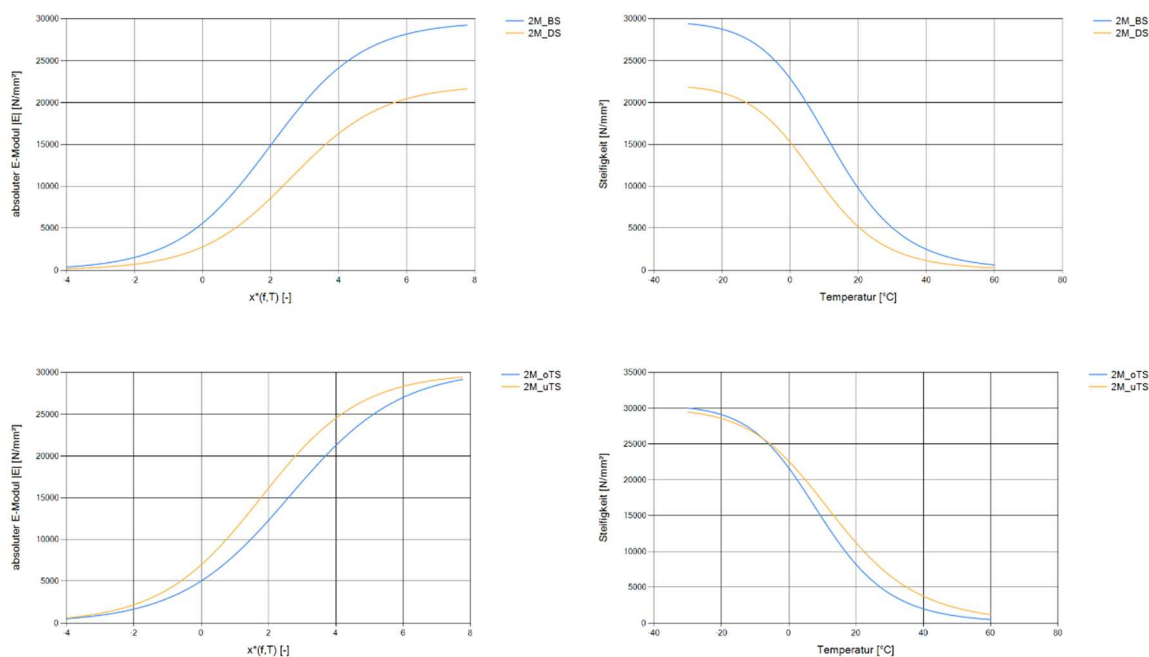


Abb. 7-12: Hauptkurven (links) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (rechts) der Asphalte eingebaut auf der B170, Teilabschnitt TA 1.1 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „o“/„u“ obere/untere Lage)

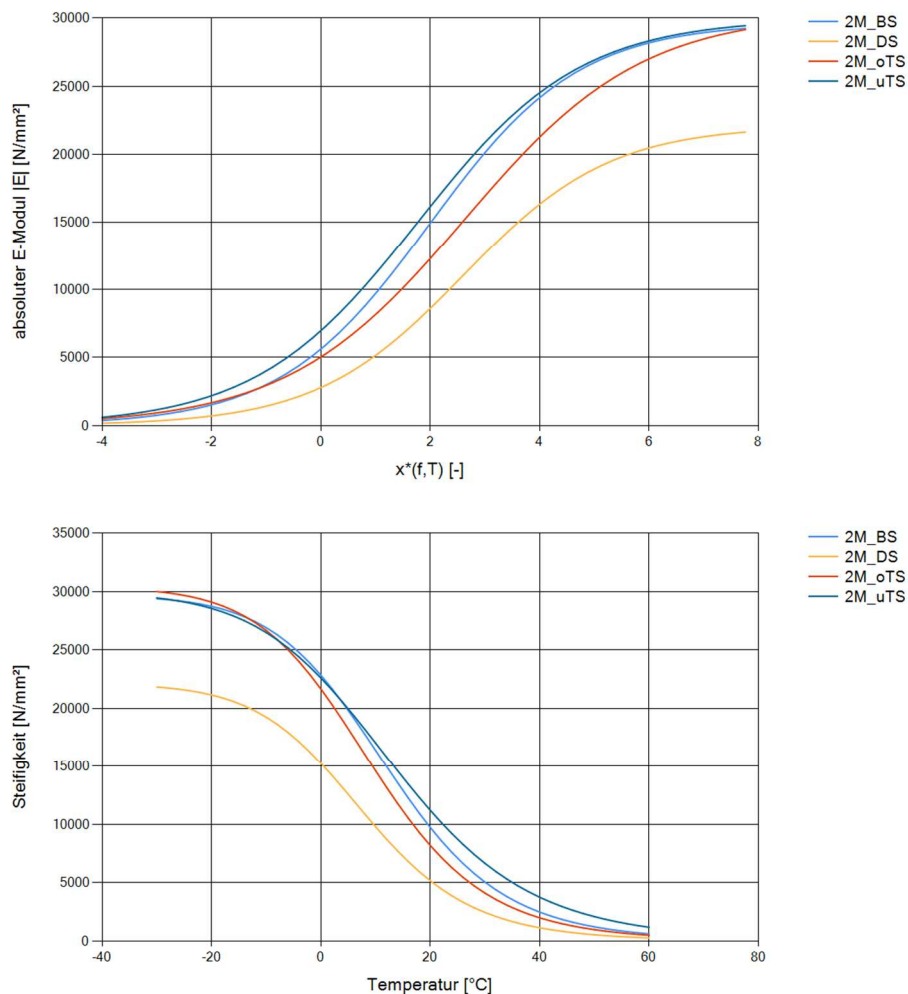


Abb. 7-13: Vergleich der Hauptkurven (oben) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (unten) der Asphalte eingebaut auf der B170, Teilabschnitt TA 1.1 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „o“/„u“ obere/untere Lage)

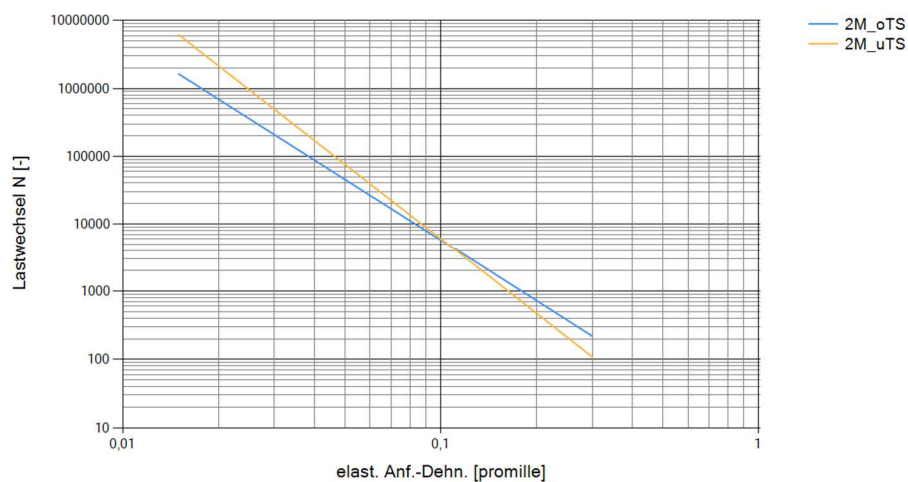


Abb. 7-14: Ermüdungsfunktionen der Asphalttragschichtmaterialien eingebaut auf der B170, Teilabschnitt TA 1.1 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10)

7.3.4 Zusammenfassung

Das Materialverhalten der in Tab. 7-10 aufgelisteten Materialien wurde unter Laborbedingungen mittels Spaltzug-Schwellversuch prüftechnisch untersucht. In Tab. 7-11 und Tab. 7-12 sind die Modellparameter der auf Grundlage der erhobenen Versuchsdaten entwickelten Funktionsansätze zur Beschreibung des frequenz- und temperaturabhängigen Steifigkeitsverhaltens und des belastungsabhängigen Ermüdungsverhaltens zusammengefasst.

Es kann resümiert werden:

- Die mit Gummipartikeln modifizierten Asphalte zeigen identische Steifigkeiten zu denen der Vergleichsmaterialien, hergestellt mit polymermodifiziertem Bitumen. Gummigranulat kann demnach als kostengünstige „natürlich vorkommende“ Alternative zu Polymeren zur Modifizierung von Straßenbaustoffen angesehen werden.
- Aus Straßenbaubitumen hergestellte und mit Gummipartikeln modifizierte Asphalte zeigen eine geringere Steifigkeit als nicht modifizierte vergleichbare Asphalte.
- Die Zugabe von RC-Material erhöht die elastische Steifigkeit.
- Der Einfluss einer Gummimodifizierung auf das mechanische Verhalten der untersuchten Asphalte war größer als der Einfluss der Zugabe von RC-Material.
- Die erfolgte Gummimodifizierung führte zu einer verbesserten Ermüdungsbeständigkeit.
- Bei gleichzeitiger Gummimodifizierung und Zugabe von RC-Material verschlechterten sich jedoch die Ermüdungseigenschaften. Hieraus ergibt sich die Frage, ob es bei Verwendung von Gummimehl und RC zu chemischen Reaktionen kommt. Dies gilt es zukünftig noch zu klären.

Gemäß den Ausführungen in Kapitel 5 kann eine gesicherte Bewertung der Ermüdungsbeständigkeit realer oder fiktiver Befestigungen auf Grundlage der dargestellten Funktionen und deren Funktionsparameter nicht gewährleistet werden. Erst eine Berücksichtigung der funktionalen Beschreibung des Materialverhaltens der in den einzelnen Schichten eines Befestigungsaufbaus vorgesehenen Materialien im Rahmen von Prognoseberechnungen erlaubt eine Aussage hinsichtlich des strukturellen Zustandes bzw. der strukturellen Zustandsentwicklung einer Gesamtbefestigung.

Basierend auf den dargestellten Untersuchungsergebnissen können keine allgemeingültigen Zusammenhänge zwischen versuchstechnischer Charakterisierung des Materialverhaltens und der Ermüdungsbeständigkeit einer Befestigung abgeleitet werden.

Die aufgelisteten Modellparameter dienen somit als Eingangsdaten für die rechnerische Prognose der Nutzungsdauer (bei Durchführung des Ermüdungsnachweises) gemäß den

Ausführungen in Kapitel 5. Die Ergebnisse der Prognoserechnungen werden in Abschnitt 7.4 vorgestellt und diskutiert.

Materialname	Kennung	E_{min}	E_{max}	b_3	b_4	TR	m
1M_TS	ATS	0	25011	-0,77678931	2,30216146	20	24938
2M_oTS	ATS	0	30397	-0,61588457	1,61766208	20	28578
2M_uTS	ATS	0	29962	-0,67516566	1,19333787	20	22391
3MR_oTS	ATS	0	31203	-0,66812772	1,54481187	20	24210
3MR_uTS	ATS	0	30490	-0,70117511	1,47941765	20	23513
3M_uTS	ATS	0	29507	-0,59807019	1,19921832	20	23590
3M_oTS	ATS	0	29853	-0,58562674	1,21641749	20	24030
1M_BS	ABS	0	29492	-0,55127782	1,50134263	20	26101
1M_DS	ADS	0	27506	-0,58245041	2,13464816	20	27140
1_BS	ABS	0	32661	-0,53040226	1,36484364	20	26043
1_DS	ADS	0	25000	-0,85145538	2,10981823	20	26128
2M_BS	ABS	0	29665	-0,73390269	1,45419948	20	24221
2M_DS	ADS	0	22096	-0,74469754	1,93664687	20	24660
3M_BS	ABS	0	27756	-0,58549693	1,41357017	20	25891
3M_DS	ADS	0	24400	-0,70003137	1,83277280	20	26013
3_DS	ADS	0	24804	-0,66558087	1,71036174	20	27390
3_BS	ADS	0	26482	-0,60467539	1,24580148	20	24475
3_oTS	ATS	0	36347	-0,60029366	1,27865230	20	24919
3_uTS	ATS	0	34024	-0,71203002	1,25229777	20	24123

Tab. 7-11: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Hauptkurven (Steifigkeitsverhalten)

Materialname	Kennung	b_1	b_2
1M_TS	ATS	52,821168	-1,716693
2M_oTS	ATS	6,101149	-2,975741
2M_uTS	ATS	1,337194	-3,654006
3MR_oTS	ATS	2,040634	-3,340895
3MR_uTS	ATS	0,939053	-3,650159
3M_uTS	ATS	0,391238	-4,334945
3M_oTS	ATS	0,916024	-3,977254

Tab. 7-12: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Ermüdungsfunktionen (Ermüdungsverhalten)

7.4 Rechnerische Prognose der Nutzungsdauer und Zustandsentwicklung der realisierten Untersuchungsabschnitte

Zur Abschätzung der Nutzungsdauer und Zustandsentwicklung der realisierten Untersuchungsabschnitte in Hinblick auf die jeweils zu erwartende Ermüdungsbeständigkeit wurden unter Anwendung der in Kapitel 5 beschriebenen Vorgehensweisen und unter Einbeziehung lokaler befestigungsspezifischer Gegebenheiten Prognoserechnungen durchgeführt.

Nachdem in Abschnitt 7.4.1 die hierfür erforderlichen Annahmen zusammengefasst sind, werden die auf Grundlage des Ermüdungsnachweises ermittelten Prognoseergebnisse in Abschnitt 7.4.2 vorgestellt und diskutiert. Ergänzende Betrachtungen zu den Teilabschnitten 1 bis 3 auf dem Bauabschnitt BA 2 auf der S 255 können Anlage 3 entnommen werden.

7.4.1 Annahmen, Randbedingungen, Eingangsdaten für die rechnerische Prognose

Zur Bereitstellung prognostizierter Nutzungsdauern wurde das deterministische Verfahren und zur Bewertung der Zustandsentwicklung anhand von Ausfallwahrscheinlichkeiten das probabilistische Verfahren angewendet (vgl. Kapitel 5).

Neben dimensionierungsrelevanten Materialkennwerten, die durch die Ergebnisse der Spaltzug-Schwellversuche bereitgestellt werden, zählen auch Informationen zum tatsächlichen Befestigungsaufbau und zum vorhandenen Schichtenverbund zu den dimensionierungsrelevanten Kennwerten.

Entgegen der in Kapitel 6 verfolgten Vorgehensweise müssen zur Bewertung realer Straßenbefestigungen tatsächliche Konstruktionsaufbauten und lokale temperatur- und verkehrslastspezifische Gegebenheiten einbezogen werden.

Die erforderlichen Schichtdicken können aus den Angaben in den Bohrprotokollen bestimmt werden. In Abhängigkeit vom Prognoseverfahren (deterministisch oder probabilistisch) ist unterschiedlich vorzugehen. Für die Asphaltdeck- und Binderschicht können mittlere Dicken verwendet werden. Bei der Asphalttragschicht ist hingegen differenziert vorzugehen, insbesondere wenn im Rahmen einer probabilistischen Bewertung vorhandene Schichtdickenschwankungen berücksichtigt werden sollen. Für nähere Ausführungen hierzu wird auf [FGSV RSO Asphalt 2019] verwiesen.

Aufgrund dessen, dass für einzelne Abschnitte, bzw. Schichten, nur eine sehr geringe Anzahl an Prüfkörpern bereitstanden (vgl. Abschnitt 7.2 und Tab. 7-7) wurde von einer Berücksichtigung vorhandener Schichtdicken bei Anwendung des probabilistischen Verfahrens abgesehen. Die verwendeten Verkehrsbelastungen können Tab. 7-2 und Tab. 7-3 entnommen werden. Alle Untersuchungsabschnitte können der Kist-Zone 3 (vgl. Kapitel 5) zugeordnet werden. Entsprechend wurden die Häufigkeitsverteilungen der von den normierten charakteristischen Oberflächentemperaturen abhängigen Temperaturänderungsverläufe (nct-Verläufe) verwendet.

Auf Grundlage der Mehrschichtentheorie wurde auch hier für jede Befestigungsvariante ein Berechnungsmodell erstellt und die in den Befestigungen auftretenden dimensionierungsrelevanten Beanspruchungen berechnet und anschließend zu erwartende Nutzungsdauern und Ausfallwahrscheinlichkeiten gemäß gültigem Regelwerk berechnet.

Die durchgeführten Prognoserechnungen beinhalten folgende Nachweisführungen:

- Ermüdungsnachweis, Nachweis für die Tragschicht; gemäß den RDO Asphalt [FGSV RDO Asphalt 2009/2019]
- Anwendung deterministisches und probabilistisches Verfahren; verschiedene Berechnungsszenarien
- Anpassungsfaktor deterministisches Verfahren (Berechnung Nutzungsdauer): Arbeitspapier AP EADA [FGSV AP EADA 2022] für RDO Asphalt: „ATS auf FSS“: 1100; gewählt: (interne Festlegung) $1100 \cdot 1,3 = 1430$
- Anpassungsfaktor probabilistisches Verfahren (Berechnung Ausfallwahrscheinlichkeiten): Arbeitspapier AP EADA [FGSV AP EADA 2022] für RDO Asphalt: „ATS auf FSS“: 1100; gewählt: (interne Festlegung) $1100 \cdot 1,3 = 1430$
- Annahmen Schichtenverbund: i. d. R. voller Verbund zwischen gebundenen Schichten (Asphaltschichten), aufgelöster Verbund zwischen ungebundenen Schichten (Frostschuttschicht - Boden); wurde an mindestens einem Bohrkern fehlender Verbund festgestellt, so wurde vergleichend gemäß [FGSV RSO Asphalt 2019] ein „abgeminderter“ Schichtenverbund an der gleichen Stelle angenommen.

Annahmen Material:

- Asphaltschichten: Materialparameter der untersuchten Materialien (vgl. Tab. 6-2 und Tab. 6-3) für Steifigkeit und Ermüdung; Ermüdung nur für Asphalttragschichten untersucht
- deterministisches Verfahren: mittlere Materialeigenschaften (gemäß Ausführungen in Kapitel 5)
- probabilistisches Verfahren: Berücksichtigung Materialstreuung (gemäß Ausführungen in Kapitel 5); hierfür: Annahme Mindestklassenanzahl (Steifigkeit – 3 Klassen, Ermüdung – 7 Klassen)

Annahmen Schichtdicken:

- Festlegung der Schichtdicken erfolgte abschnittsspezifisch in Abhängigkeit vom gewählten Verfahren zur Nachweisführung
- deterministisches Verfahren: Annahme mittlerer Schichtdicken für alle Abschnitte und Schichtarten (gemäß Tabelle Tab. 7-9); zusätzlich für die Asphalttragschichten Berücksichtigung der geringsten und größten Schichtdicke
- probabilistisches Verfahren: wie deterministisches Verfahren; zusätzlich aber Berücksichtigung tatsächlich dokumentierter Schichtdickenschwankungen (nur für

ausgewählte Abschnitte möglich); hierfür: Annahme Mindestklassenanzahl (Schichtdicke – 5 Klassen)

Weitere abschnittsspezifische Annahmen werden nachfolgend aufgeführt.

S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2

Auf Grundlage der erfolgten Schichtdickenmessungen an den entnommenen Bohrkernen wurden die in Tab. 7-13 aufgelisteten mittleren Schichtdicken berechnet. Für die Asphalttragschicht wurden außerdem die geringste (ATS_min) und die größte (ATS_max) Schichtdicke notiert. Aus den verschiedenen Schichtdickenkombinationen ergeben sich gemäß Tab. 7-13 sechs Berechnungsszenarien, jeweils für die Anwendung des deterministischen und des probabilistischen Verfahrens. Für die beiden Szenarien mit mittlerer Asphalttragschichtdicke sind in Abb. 7-15 exemplarisch die für die Prognoserechnungen verwendeten Konstruktionsaufbauten dargestellt.

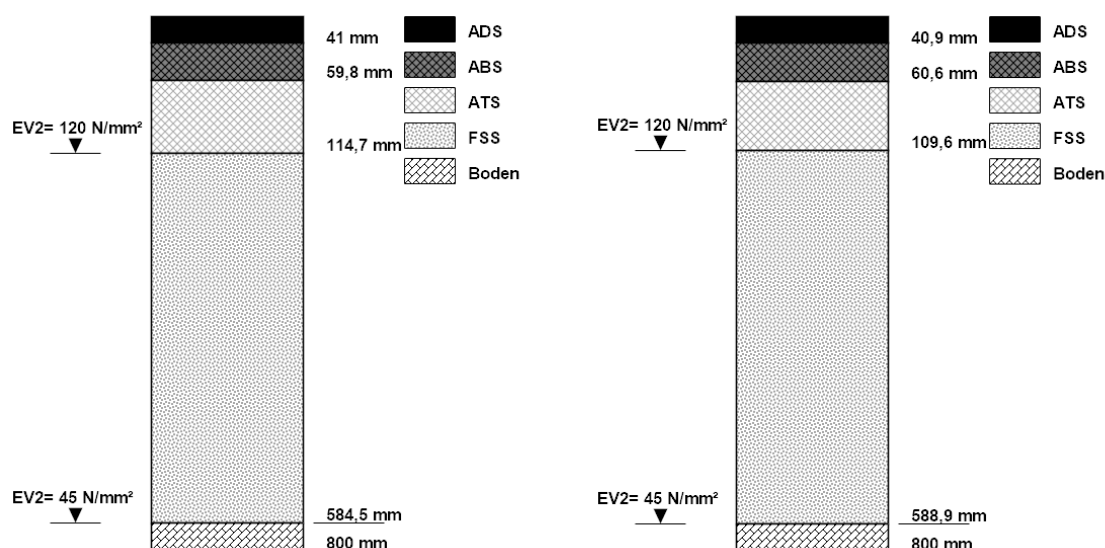


Abb. 7-15: Gewählter Aufbau: links: TA 1.1, rechts: TA 1.2; Bsp. „mittlere Dicken“

Abschnitt	S 255 TA 1.1			S 255 TA 1.2		
Asphaltschicht	ATS_MW	ATS_min	ATS_max	ATS_MW	ATS_min	ATS_max
Dicke ADS [cm]	4,10	4,10	4,10	4,09	4,09	4,09
Dicke ABS [cm]	5,98	5,98	5,98	6,06	6,06	6,06
Dicke ATS [cm]	11,47	5,70	23,80	11,0	4,5	16,2
Nr. Szenario	1	2	3	4 / 7	5	6

Tab. 7-13: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2: Aufbauvarianten, mittlere Dicke der einzelnen Schichten (ATS: zusätzlich minimale und maximale Dicke)

Die Berücksichtigung tatsächlicher Schichtdickenschwankungen der Asphalttragschichten ist nur für den Teilabschnitt TA 1.2 möglich. Beim Teilabschnitt TA 1.1 standen aufgrund der gestaffelten Bohrkernentnahme (siehe Abschnitt 7.2) eine zu geringe Anzahl an Bohrkernen (hier: fünf) zur Verfügung, die aus der gesamten Befestigung gezogen wurden (vgl. Tab. 7-7).

Gemäß der Kennzeichnung eines an den Bohrkernen ggf. fehlenden Schichtenverbundes in Tab. 7-8 wurde gemäß den Anforderungen im gültigen Regelwerk im Rahmen eines weiteren Szenarios der Schichtenverbund zwischen der Asphaltbinder- und der Asphalttragschicht auf dem Teilabschnitt TA 1.2 abgemindert. Aus dem Szenario 4 folgte das zusätzliche Szenario 7.

Zur Berücksichtigung von Schichtdickenschwankungen wird die Gesamtdicke der Befestigung für eine ausreichend große Stichprobe benötigt. Schichtdickenschwankungen werden dann der Tragschicht zugeordnet. Dies erfolgt i. d. R. unter dem Begriff „Schichtdickenauswertung“ (SDA). In Tab. 7-14 sind die für den Teilabschnitt TA 1.2 berechneten Gesamtdicken aufgelistet. Der mittels Schichtdickenauswertung festgelegte Konstruktionsaufbau, anzuwenden für das Szenario 8 (auf Grundlage von Szenario 4), ist in Abb. 7-16 dargestellt, getrennt für die Anwendung des deterministischen und des probabilistischen Ansatzes.

Abschnitt	S 255 TA 1.2													
Nr. Szenario	8													
Nr. Bohrkern	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Gesamtdicke [cm]	18,8	16,8	24	24,2	19,8	26,1	15,5	25,1	22,5	16,6	23,4	17,1	21,3	24,3

Tab. 7-14: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.2: Gesamtdicken der einzelnen Bohrkern

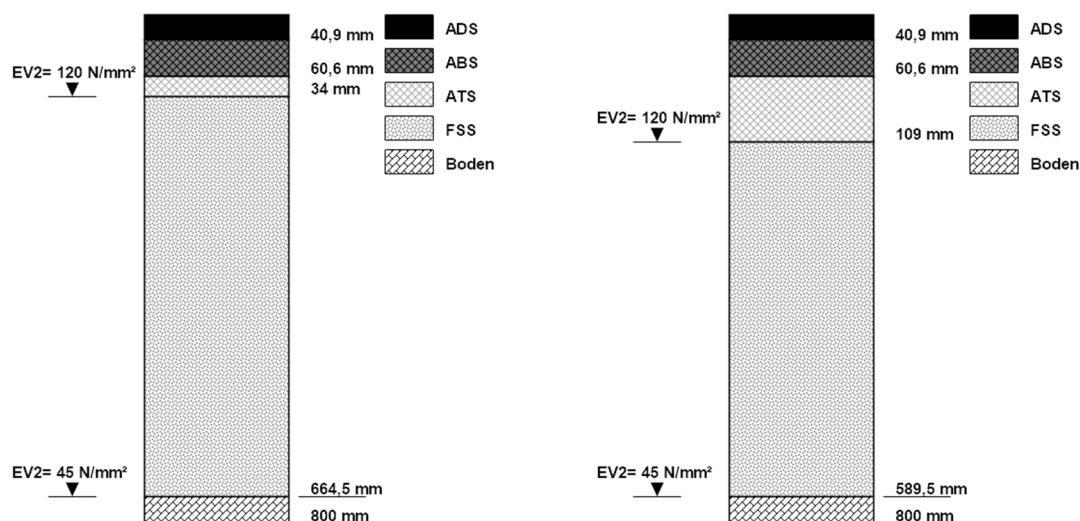


Abb. 7-16: Gewählter Aufbau: TA 1.2, Szenario 8; Dicke Asphalttragschicht nach Schichtdickenauswertung; links: deterministisches Verfahren (Berücksichtigung 10% Quantil), rechts: probabilistisches Verfahren

S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3

Auf Grundlage der erfolgten Schichtdickenmessungen an den entnommenen Bohrkernen wurden die in Tab. 7-15 aufgelisteten mittleren Schichtdicken berechnet. Für die Asphalttragschicht wurden außerdem die geringste (ATS_min) und die größte (ATS_max) Schichtdicke notiert. Aus den verschiedenen Schichtdickenkombinationen ergeben sich gemäß Tab. 7-15 elf Berechnungsszenarien, jeweils für die Anwendung des deterministischen und

des probabilistischen Verfahrens. Für die drei Szenarien mit mittlerer Asphalttragschichtdicke sind in Abb. 7-15 exemplarisch die für die Prognoserechnungen verwendeten Konstruktionsaufbauten dargestellt.

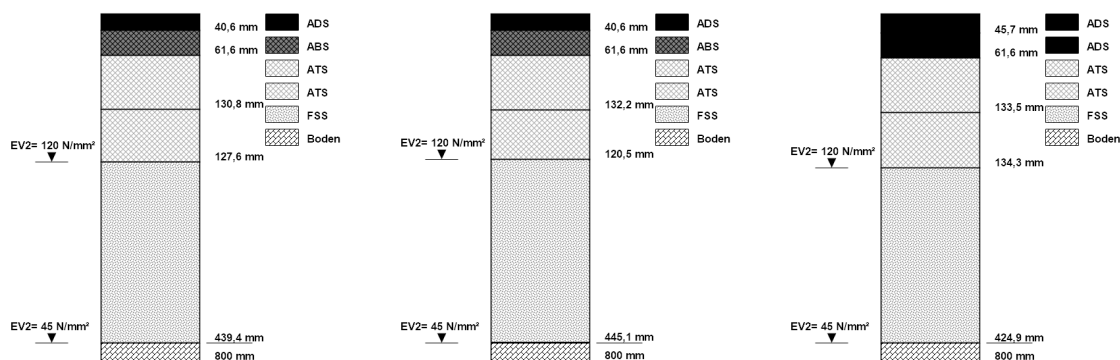


Abb. 7-17: Gewählter Aufbau: links: TA 2.1, Mitte: TA 2.2 rechts: TA 2.3; Bsp. „mittlere Dicken“

Abschnitt	S 255 TA 2.1			S 255 TA 2.2			S 255 TA 2.3			
Asphaltschicht	ATS_MW	ATS_min	ATS_max	ATS_MW	ATS_min	ATS_max	ATS_MW	ATS_min	ATS_max_1	ATS_max_2
Dicke ADS [cm]	4,06	4,06	4,06	4,06	4,06	4,06	4,57	4,57	4,57	4,57
Dicke ABS [cm]	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16
Dicke ATSo [cm]	13,08	12,28	13,93	13,22	12,00	14,20	13,35	13,25	13,7	14,5
Dicke ATSu [cm]	12,76	11,50	14,25	12,05	11,35	13,30	13,43	10,28	14,1	13,3
Nr. Szenario	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Tab. 7-15: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Aufbauvarianten, mittlere Dicke der einzelnen Schichten (ATS: zusätzlich minimale und maximale Dicke)

Gemäß der Kennzeichnung eines ggf. fehlenden Schichtenverbundes in Tab. 7-8 wurde gemäß den Anforderungen im gültigen Regelwerk im Rahmen weiterer Szenarien der Schichtenverbund zwischen oberer und unterer Lage der Asphalttragschichten auf allen drei Abschnitten exemplarisch für die Szenarien mit mittlerer Tragschichtdicke abgemindert. Aus den Szenarien 1, 4 und 7 folgen die zusätzlichen Szenarien 11, 12 und 13.

Eine Berücksichtigung von Schichtdickenschwankungen ist für keinen der drei Abschnitte möglich, da jeweils zu wenige Bohrkerne zur Verfügung standen, die aus der gesamten Befestigung gezogen wurden (vgl. Tab. 7-7).

B 170, Abschnitt 1.1

Auf Grundlage der erfolgten Schichtdickenmessungen an den entnommenen Bohrkernen wurden die in Tab. 7-16 aufgelisteten mittleren Schichtdicken berechnet. Für die Asphalttragschicht wurden außerdem die geringste (ATS_min) und die größte (ATS_max) Schichtdicke notiert. Aus den verschiedenen Schichtdickenkombinationen ergeben sich gemäß Tab. 7-16 drei Berechnungsszenarien, jeweils für die Anwendung des deterministischen

und des probabilistischen Verfahrens. Für das Szenario mit mittlerer Asphalttragschichtdicke ist in Abb. 7-18 exemplarisch der für die Prognoserechnungen verwendete Konstruktionsaufbau dargestellt.

Abschnitt	S 255 TA 1.1		
Asphaltschicht	ATS_MW	ATS_min	ATS_max
Dicke ADS [cm]	3,99	3,99	3,99
Dicke ABS [cm]	7,97	7,97	7,97
Dicke ATS [cm]	8,34	7,60	8,80
Dicke ATS _u [cm]	8,66	7,30	9,40
Nr. Szenario	1	2	3

Tab. 7-16: B 170, Abschnitt 1.1: Aufbauvarianten, mittlere Dicke der einzelnen Schichten (ATS: zusätzlich minimale und maximale Dicke)

Abschnitt	B 170 TA 1.1													
Nr. Szenario	4													
Nr. Bohrkern	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Gesamt-dicke [cm]	29,9	29,7	29,2	30,4	29,6	30,0	29,6	29,1	26,6	27,8	28,7	27,5	29,2	28,2

Tab. 7-17: B 170, Abschnitt 1.1: Gesamtdicken der einzelnen Bohrkern

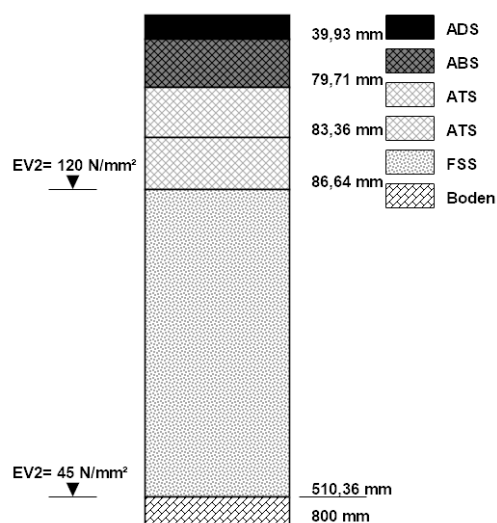


Abb. 7-18: Gewählter Aufbau: TA 1.1, Bsp. „mittlere Dicken“

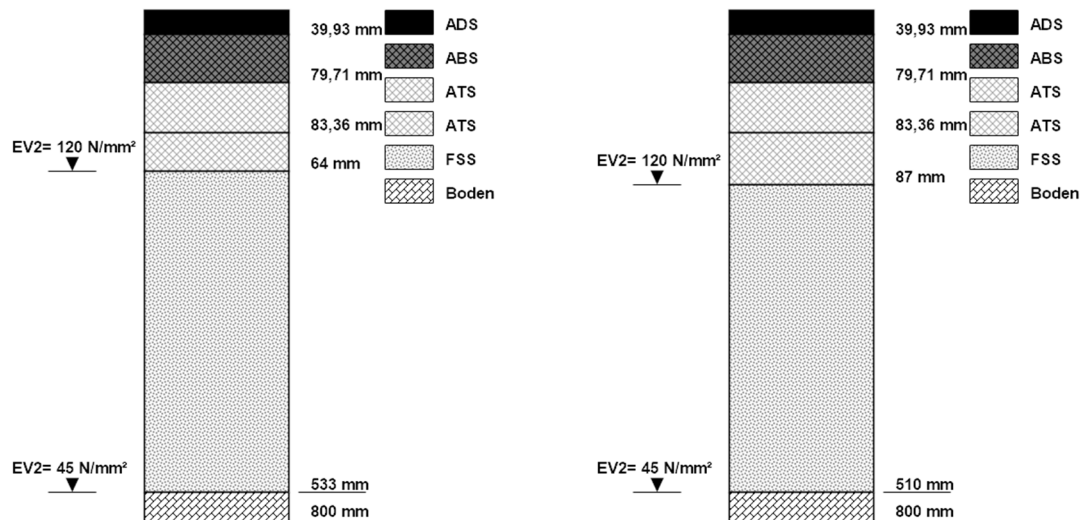


Abb. 7-19: Gewählter Aufbau: TA 1.1, Szenario 4; Dicke Asphalttragschicht nach Schichtdickenauswertung; links: deterministisches Verfahren (Berücksichtigung 10% Quantil), rechts: probabilistisches Verfahren

Zur Berücksichtigung von Schichtdickenschwankungen wird die Gesamtdicke der Befestigung für eine ausreichend große Stichprobe benötigt. Schichtdickenschwankungen werden dann der Tragschicht zugeordnet. Dies erfolgt i. d. R. unter dem Begriff „Schichtdickenauswertung“. In Tab. 7-17 sind die für den Abschnitt TA 1.1 berechneten Gesamtdicken aufgelistet. Der mittels Schichtdickenauswertung festgelegte Konstruktionsaufbau, anzuwenden für das Szenario 4 (auf Grundlage von Szenario 1) ist in Abb. 7-19 dargestellt, getrennt für die Anwendung des deterministischen und des probabilistischen Ansatzes.

7.4.2 Ergebnisse der Prognoserechnungen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der nach den RSO Asphalt durchgeführten Prognoserechnungen zusammen vorgestellt und diskutiert. Hierbei wird zwischen deterministischem Verfahren (Berücksichtigung mittlerer Materialeigenschaften und Schichtdicken) und probabilistischem Verfahren (Berücksichtigung tatsächlicher Materialstreuungen und mittlerer bzw. tatsächlicher Schichtdicken).

Das deterministische Verfahren hat als Ergebnis prognostizierte Nutzungsdauern bzw. Ausfallzeitpunkte. Ergebnis der Anwendung des probabilistischen Verfahrens sind hingegen Ausfallwahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr. Für alle Szenarien wurde eine gemäß den RSO Asphalt [FGSV RSO Asphalt 2019] definierte kritische Ausfallwahrscheinlichkeit von 15% gewählt.

Die durchgeführten Berechnungen erfolgten für die in Tab. 7-2 und Tab. 7-3 zusammengefassten Verkehrsbelastungen, jeweils für die Prognosewerte für die Jahre 2015 und 2030.

Die Erklärung der Nummerierung der einzelnen Szenarien kann in Abschnitt 7.4.1 nachgelesen werden.

S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2

In Tab. 7-18 sind die für die Teilabschnitte 1.1 und 1.2 im Bauabschnitt 1 auf der S 255 berechneten Ermüdungsstatus nach einer anberaumten Nutzungsdauer von 30 Jahren sowie die nach Erreichen eines Ermüdungsstatus von 100% berechneten Nutzungsdauern bei Anwendung des deterministischen Verfahrens zusammengefasst. Die prognostizierten Nutzungsdauern werden mit maximal 100% angegeben.

Mit zunehmender Dicke der Asphalttragschicht nimmt jeweils auch die Ermüdungsbeständigkeit der untersuchten Befestigungsvarianten zu. Der Ermüdungsstatus nach der anberaumten Nutzungsdauer reduziert sich dadurch zum Teil deutlich, die prognostizierte Nutzungsdauer bis zum Erreichen eines Ermüdungsstatus von 100% erhöht sich hingegen in vergleichbarem Maße. Für den Teilabschnitt TA 1.1 führen beispielsweise die Szenarien 2 und 3 mit minimaler und maximaler Tragschichtdicke zu prognostizierten Nutzungsdauern zwischen ca. 17 und 78 Jahren.

Bei Annahme mittlerer Schichtdicken sind für beide Abschnitte ähnliche Nutzungsdauern zu erwarten. Dies liegt vornehmlich an der gemeinsam genutzten Bestandstragschicht, deren Ermüdungsbeständigkeit maßgebend für die Ermüdungsbeständigkeit der gesamten Befestigung ist.

Da, wie in Abschnitt 7.3.1 gezeigt, der Asphalt der Bestandstragschicht ein relativ schlechtes Ermüdungsverhalten besitzt, sind die prognostizierten Nutzungsdauern deutlich geringer als jene der anderen Untersuchungsabschnitte.

Bei Reduzierung des Schichtenverbundes in Szenario 7 reduziert sich auch die prognostizierte Nutzungsdauer. Die Befestigung fällt in diesem Fall etwas eher aus als die Befestigung mit Annahme mittlerer Schichtdicke für die Asphalttragschicht.

Der Vergleich der Ergebnisse, ermittelt für die Prognosewerte der Verkehrsbelastung von 2015 und 2030 zeigt, je nach Zunahme der Verkehrsbelastung, einen deutlichen Anstieg des prognostizierten Ermüdungsstatus bzw. eine deutliche Reduzierung der prognostizierten Nutzungsdauer.

Bei Anwendung des probabilistischen Verfahrens ergeben sich, nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren, die in Tab. 7-19 aufgelisteten Ausfallwahrscheinlichkeiten und Nutzungsdauer bis zum Erreichen der Grenzausfallwahrscheinlichkeit von 15%. Die Reihung und Spreizung der Ergebnisse sind analog denen, die sich bei Anwendung des deterministischen Verfahrens gezeigt haben. Nichtsdestotrotz bietet das probabilistische Verfahren bei Angabe von Ausfallwahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr eine wesentlich geeignetere Möglichkeit der Bewertung der Zustandsentwicklung einer Straßenkonstruktion als lediglich die Bereitstellung von prognostizierten Nutzungsdauern und/oder Ermüdungsstatus.

In Abb. 7-20 sind für die Szenarien 1-7, bei jeweils variierenden Verkehrsbelastungen, die berechneten Ausfallwahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr dargestellt.

	Abschnitt	S 255 TA 1.1			S 255 TA 1.2				
	Asphalttrag-schichtdicke	ATS_ MW	ATS_ min	ATS_ max	ATS_ MW	ATS_ min	ATS_ max	ATS_ MW (SV abg.)	ATS_ MW (SDA)
	Nr. Szenario	1	2	3	4	5	6	7 (4)	8 (4)
2015	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	98,2	190,9	29,5	99,7	204,7	57,6	111,6	226,4
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	30,48	16,83	>60	30,09	15,77	47,49	27,27	14,36
2030	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	150,7	292,9	45,3	152,9	314,2	88,4	171,2	347,44
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	20,87	11,28	57,27	20,6	10,55	33,35	18,59	9,59

Tab. 7-18: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2: Prognoseergebnisse deterministisches Verfahren; Szenario 7: Annahme abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltbinder- und -tragschicht

	Abschnitt	S 255 TA 1.1			S 255 TA 1.2				
	Asphalttragschicht-dicke	ATS_ MW	ATS_ min	ATS_ max	ATS_ MW	ATS_ min	ATS_ max	ATS_ MW (SV abg.)	ATS_ MW (SDA)
	Nr. Szenario	1	2	3	4	5	6	7 (4)	8 (4)
2015	Ausfallw. nach ND=30 Jahre:	46,99	67,63	18,11	47,69	66,3	37,8	54,81	32,4
	ND bis max. Ausfallw. [Jahre]:	8	4	21	8	4	12	7	13
2030	Ausfallw. nach ND=30 Jahre:	61,7	79,45	32,65	60,35	79	43,39	64,89	49,7
	ND bis max. Ausfallw. [Jahre]:	5	3	14	5	3	8	5	8

Tab. 7-19: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren; Szenario 7: Annahme abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltbinder- und -tragschicht

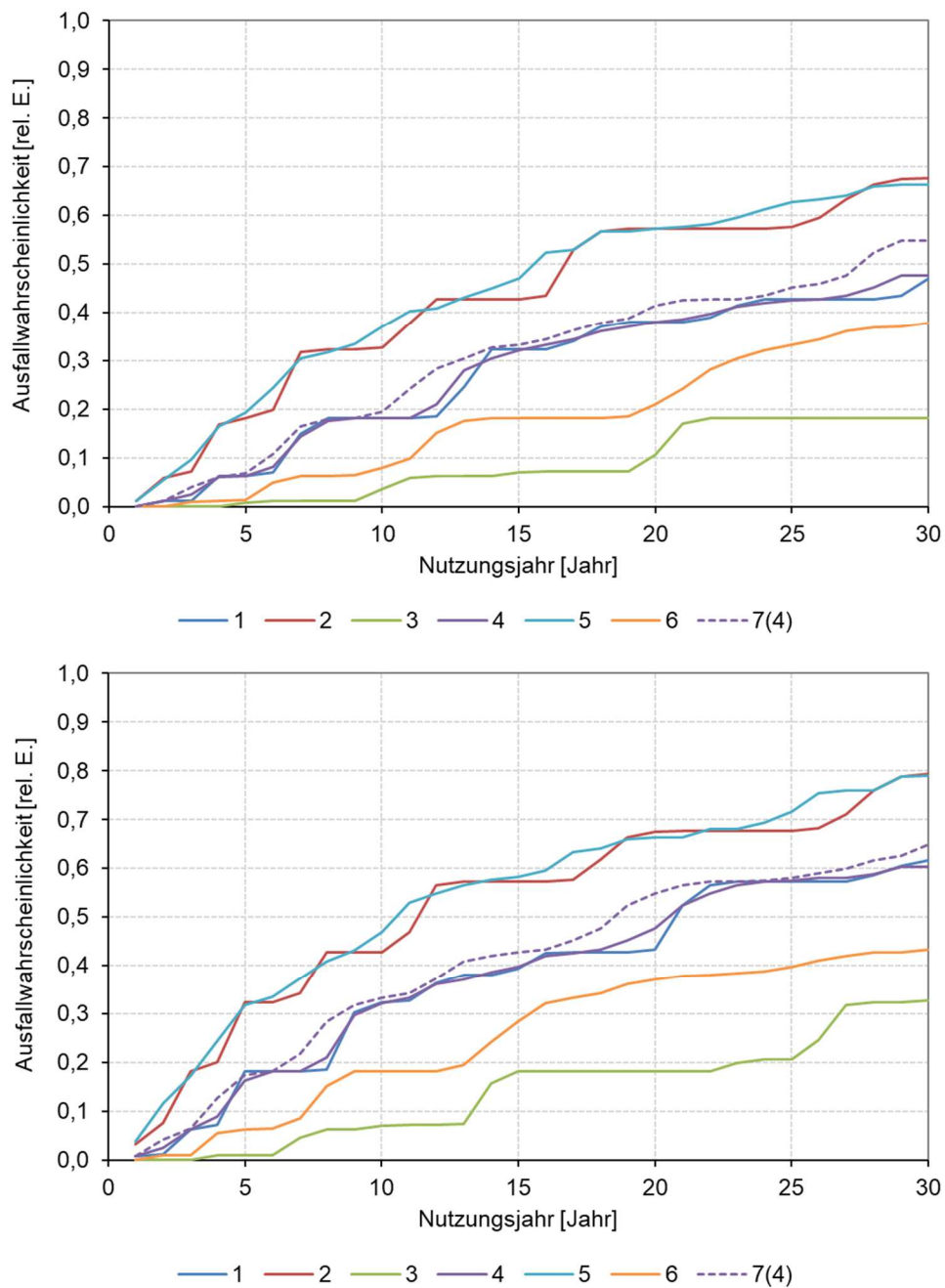


Abb. 7-20: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren; Ausfallwahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr; oben: Prognose Verkehrsbelastung 2015, unten: Prognose Verkehrsbelastung Prognosewerte 2030; Nummerierung Szenarios gemäß Tab. 7-13

S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3

In Tab. 7-20 und Tab. 7-21 sind die für den Bauabschnitt 2 auf der S 255 berechneten Ermüdungsstatus nach einer anberaumten Nutzungsdauer von 30 Jahren sowie die nach Erreichen eines Ermüdungsstatus von 100% berechneten Nutzungsdauern bei Anwendung des deterministischen Verfahrens zusammengefasst. Die prognostizierten Nutzungsdauern werden mit maximal 100% angegeben.

Für alle 13 Berechnungsszenarien bzw. Befestigungsvarianten werden erst nach einer Nutzungsdauer von >100 Jahren Ermüdungsstatus von über 100% erwartet. Nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren werden daher nur sehr geringe Ermüdungsstatus prognostiziert.

	Abschnitt	S 255 TA 2.1			S 255 TA 2.2			S 255 TA 2.3			
	Asphalttrag-schichtdicke	ATS_MW	ATS_min	ATS_max	ATS_MW	ATS_min	ATS_max	ATS_MW	ATS_min	ATS_max_1	ATS_max_2
	Nr. Szenario	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2015	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	2,19	3,22	1,44	0,52	0,80	0,32	0,38	0,70	0,31	0,31
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60
2030	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	2,72	3,99	1,79	0,64	0,99	0,39	0,47	0,86	0,39	0,39
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60	>60

Tab. 7-20: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Prognoseergebnisse deterministisches Verfahren

	Abschnitt	S 255 TA 2.1	S 255 TA 2.2	S 255 TA 2.3
	Asphalttrag-schichtdicke	ATS_MW (SV abgemindert)		
	Nr. Szenario	11 (1)	12 (4)	13 (7)
2015	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	2,38	0,57	0,47
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	>60	>60	>60
2030	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	2,96	0,71	0,59
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	>60	>60	>60

Tab. 7-21: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren, Annahme abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltdeck- und -binderschicht

Bei Anwendung des probabilistischen Verfahrens ergeben sich für alle Szenarien, nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren, Ausfallwahrscheinlichkeiten zu Null und Nutzungsdauern bis zum Erreichen der Grenzausfallwahrscheinlichkeit von 15% >60 Jahre. Dies korreliert mit den Ergebnissen bei Anwendung des deterministischen Verfahrens.

Auf eine Auflistung und Darstellung der prognostizierten Ergebnisse wird daher verzichtet.

B 170, Abschnitt 1.1

In Tab. 7-22 sind die für den Abschnitt 1.1 auf der B 170 berechneten Ermüdungsstatus nach einer anberaumten Nutzungsdauer von 30 Jahren sowie die nach Erreichen eines Ermüdungsstatus von 100% berechneten Nutzungsdauern bei Anwendung des deterministischen Verfahrens zusammengefasst. Die prognostizierten Nutzungsdauern werden mit maximal 60 Jahren angegeben.

Für die drei Berechnungsszenarien bzw. Befestigungsvarianten, die die Prognosewerte für die Verkehrsbelastung von 2015 einbeziehen, werden ebenfalls erst nach einer Nutzungsdauer von >100 Jahren Ermüdungsstatus von über 100% erwartet. Nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren werden daher nur sehr geringe Ermüdungsstatus prognostiziert.

Wird die Verkehrsbelastung erwartungsgemäß erhöht (unter Einbeziehung der Prognosewerte für 2030) erhöht sich jeweils auch der Ermüdungsstatus. Die Befestigungen ermüden schneller, so dass für die Befestigung mit der geringsten Tragschichtdicke eine Nutzungsdauer, bis Erreichen von 100% Ermüdung, von >60 Jahren prognostiziert wird.

	Abschnitt	B 170 TA 1.1			
	Asphalttragschichtdicke	ATS_MW	ATS_min	ATS_max	ATS_MW
	Nr. Szenario	1	2	3	4 (1)
2015	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	7,77	12,50	6,00	13,32
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	>60	>60	>60	>60
2030	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	16,43	26,44	12,70	28,16
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	>60	>60	>60	68,5

Tab. 7-22: B 170, Abschnitt 1.1: Prognoseergebnisse deterministisches Verfahren

	Abschnitt	B 170 TA 1.1			
	Asphalttragschichtdicke	ATS_MW	ATS_min	ATS_max	ATS_MW
	Nr. Szenario	1	2	3	4 (1)
2015	Ausfallw. nach ND=30 Jahre:	0,18	1,54	0,01	2,11
	ND bis max. Ausfallw. [Jahre]:	>60	>60	>60	>60
2030	Ausfallw. nach ND=30 Jahre:	4,19	10,32	2,13	7,93
	ND bis max. Ausfallw. [Jahre]:	>60	>60	>60	>60

Tab. 7-23: B 170, Abschnitt 1.1: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren

Bei Anwendung des probabilistischen Verfahrens ergeben sich, nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren, die in Tab. 7-23 aufgelisteten Ausfallwahrscheinlichkeiten und Nutzungsdauern bis zum Erreichen der Grenzausfallwahrscheinlichkeit von 15%. Auch hier ergeben

sich für alle betrachteten Szenarien nur geringe Ausfallwahrscheinlichkeiten nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren. Eine visuelle Darstellung der prognostizierten Ausfallwahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr wird in Tab. 7-17 geboten. Die hier verwendete Skalierung weicht von der voran Verwendeten ab. Die maximal erreichbare Ausfallwahrscheinlichkeit beträgt 1.

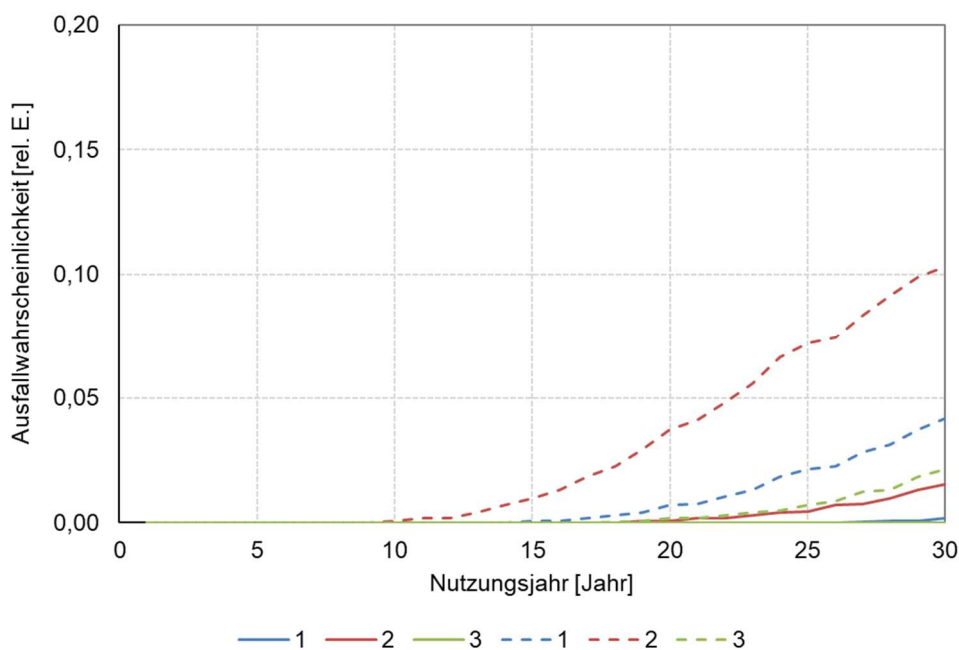


Abb. 7-21: B 170, Abschnitt 1.1: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren; Ausfallwahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr; durchgezogene Linien: Prognose Verkehrsbelastung 2015, gestrichelte Linien: Prognose Verkehrsbelastung 2030; Nummerierung Szenarios gemäß Tab. 7-16

7.5 Expositionsmessungen bei Herstellung und Einbau gummi-modifizierter Asphalte

Zur Bewertung der Gefahrenbeurteilung bei Heißverarbeitung gummi-modifizierter Asphalte wurden sowohl im Straßenbaulabor des Instituts für Stadtbauwesen und Straßenbau der TU Dresden als auch in situ während des Asphalteinbaus direkt am Fertiger Expositionsmessungen durch die Firma MÜLLER-BBM durchgeführt und anschließend auf Grundlage geltender Grenzwerte bewertet. Die nachfolgenden Ausführungen beinhalten nur einen Auszug der von der Firma MÜLLER-BBM bereitgestellten Berichte.

7.5.1 Expositionsmessungen unter Laborbedingungen

Die Durchführung der Expositionsmessungen unter Laborbedingungen erfolgten im Asphaltlabor des Straßenbaulabors der TU Dresden unter üblichen Bedingungen während der Mischguterwärmung und -verarbeitung zu Asphaltplatten innerhalb eines Messzeitraums von 2 h. Die Probenahme erfolgte personenbezogen, teilweise durch ein am ausführenden Mitarbeiter mitgeführten Stativ.

In die Messungen einbezogen wurden die Komponenten:

- Bitumen (Dampf und Aerosol)
- polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe - PAK (Benzo(a)pyren)
- Kohlenwasserstoffe
- Amine
- Cyclohexanon
- Methylisobutylketon
- Phenol

Für die Komponenten Bitumen, Dampf und Aerosol existierten zum damaligen Zeitpunkt keine aktuellen Arbeitsplatzgrenzwerte. Folglich wurde im Prüfbericht auf den ehemaligen Grenzwert (MAK-Wert) von 10 mg/m³ zurückgegriffen. [MÜLLER-BBM 2018]

Gemäß [MÜLLER-BBM 2018] waren die Schutzmaßnahmen als ausreichend zu werten. Aufgrund dessen, dass der Stoffindex mit $I=0,58 > 0,5$ ist, wurden Kontrollmessungen nach Ablauf von 12 Monaten empfohlen.

Die Art der Bewertung zu analysierender Stoffe und Komponenten ist abhängig von der Art der jeweiligen Stoffe. Auf nähere Ausführungen zur Unterteilung und Bewertung unterschiedlich gearteter Stoffe wird auf die allgemeinen Ausführungen im Untersuchungsbericht [MÜLLER-BBM 2018] verwiesen.

Probenahmeort/ Tätigkeit/ Probenbezeichnung	Probe- nahmezeit	Gefahrstoff	GW [mg/m³]	Konzen- tration [mg/m³]	Stoff- index
Asphaltlabor					
Herstellen von Proben aus gummimodifizierten Asphalt pb: Labormitarbeiterin	28.06.2018				
KSS 1	13:30 bis 15:30	Bitumen davon Ölnebel davon Öldampf	10	5,8 1,0 4,8	0,58
PAK-1		Naphthalin	0,5	< 0,01	< 0,01
PAK-1		Benzo(a)pyren	0,00007	< 0,00002	< 0,34
ortsfeste Probenahme mit Mitführung mit der Person					
Phenol-1	13:30	Phenol	8	< 0,02	< 0,01
ADS-1	bis 15:30	Amine: davon Anilin davon Diphenylamin		< 0,52 7,7 5	< 0,04 < 0,31 < 0,21
Keton-1		Cyclohexanon	80	< 0,11	< 0,01
A-1		Methyl-isobutyl-ke-ton	83	< 0,11	< 0,01
		Kohlenwasserstoffe:			< 0,01
		C6-C8-Aliphaten	700	< 1,31	< 0,01
		C9-C14-Aliphaten	300	< 1,31	< 0,01
		C9-C14-Aromaten	50	< 0,03	< 0,01
		Benzol	0,2	< 0,03	< 0,13
		Toluol	190	< 0,03	< 0,01
		Ethylbenzol	88	< 0,03	< 0,01
		Xylol (alle Isomere)	440	< 0,03	< 0,01
		Pentan (alle Isomere)	3000	< 0,03	< 0,01
		n-Hexan	180	< 0,03	< 0,01
		n-Heptan	2100	< 0,03	< 0,01
		Cyclohexan	700	< 0,03	< 0,01

pb = personenbezogen

Abb. 7-22: B 170, Auszug Bericht, Messergebnisse [MÜLLER-BBM 2018]

Nachtrag:

Während der Projektbearbeitung wurden die gelten Arbeitsplatzgrenzwerte für Bitumen auf 1,5 mg/m³ herabgesetzt. Nach Rückfrage ergibt sich somit ein Stoffindex von I=3,86. Die während der durchgeführten Messungen genutzten Schutzmaßnahmen sind rückwirkend somit als nicht ausreichend zu werten.

7.5.2 Expositionsmessungen in situ

Die Durchführung der Expositionsmessungen in situ erfolgten an zwei Tagen während des Einbaus von zwei unterschiedlichen Asphalten im Bereich des jeweiligen Fertigers unter üblichen Bedingungen. Der Fertiger wurde von drei Mitarbeitern bedient, dem Fahrer sowie dem rechten und dem linken Seitenmann. Es wurden jeweils personenbezogene Messungen am Fahrer und Seitenmann auf der Lee-Seite der vorherrschenden Windrichtung durchgeführt. [MÜLLER-BBM 2020]

Die Auswertung der Ergebnisse zeigte, dass der Grenzwert für Bitumen, Dampf und Aerosol während der beiden Betriebszeiten mit Stoffindices $I=2,14$ bzw. $I=3,56$ überschritten wurde. Die vorhandenen Schutzmaßnahmen sind somit als nicht ausreichend zu bewerten, so dass expositionsmindernde Maßnahmen empfohlen wurden.

Probenahmeort/ Tätigkeit/	Probe- nahmezeit	Gefahrstoff	AGW	Konzen- tration	Stoff- index
Probenbezeichnung			[mg/m³]	[mg/m³]	
Fertigerfahrer, pb KSS-1	13.10.2020				
	10:29-13:47	Kühlschmierstoffe davon Ölnebel davon Öldampf	1,5	2,2 < 0,5 1,7	1,48
Seitenmann, rechts, pb KSS-2	13.10.2020				
	10:45-12:02	Kühlschmierstoffe davon Ölnebel davon Öldampf	1,5	3,2 < 1,1 2,1	2,14

Tabelle 6. Messergebnisse Asphalttragschicht mit 15% Gummianteil, mit Recyclingmaterial (AC22TSGmBTRC)

Probenahmeort/ Tätigkeit/	Probe- nahmezeit	Gefahrstoff	AGW	Konzen- tration	Stoff- index
Probenbezeichnung			[mg/m³]	[mg/m³]	
Fertigerfahrer, pb KSS-3	14.10.2020				
	09:14-11:38	Kühlschmierstoffe davon Ölnebel davon Öldampf	1,5	5,5 0,7 4,8	3,65
Seitenmann, links, pb KSS-4	14.10.2020				
	09:32-11:48	Kühlschmierstoffe davon Ölnebel davon Öldampf	1,5	2,1 < 0,7 1,4	1,41

pb = personenbezogen

Abb. 7-23: B 170, Auszug Bericht, Messergebnisse [MÜLLER-BBM 2020]

8 ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 2-1: Ambient (links) und kryogen (rechts) zerkleinerte Gummipartikel [PEHLKEN & ESSADIQI 2005]	14
Abb. 2-2: Prüfabfolge Bindemittel-Gummi-Reaktion in Anlehnung an [WILHELM 2018]	15
Abb. 2-3: Modifizierungsverfahren (entnommen aus [FRÖHLICH 2020], ohne Angabe der Ursprungsquelle)	15
Abb. 2-4: GmB (links) und gebrauchsfertiges GmB (rechts) [SHATNAWI 2011]	17
Abb. 3-1: Vorrichtung zur Einmischung von Gummi im Labor (links) und Gummi-Bitumen-Gemisch während des Mischvorgangs (rechts)	31
Abb. 3-2: RTFOT Gerät (links) und PAV Gerät (Mitte und rechts)	31
Abb. 3-3: Repetitionsindex NP für die untersuchten Bitumen; GmB mit 15% Gummianteil	33
Abb. 3-4: Repetitionsindex EP RuK für die untersuchten Bitumen; GmB mit 15% Gummianteil	33
Abb. 3-5: Komplexer Schermodul (links) und Phasenwinkel (rechts) in Abhängigkeit von der Temperatur - Probenjahr 2018	34
Abb. 3-6: Komplexer Schermodul (links) und Phasenwinkel (rechts) in Abhängigkeit von der Temperatur - Probenjahr 2016	34
Abb. 3-7: Relative Abweichung des komplexen Schermoduls (links) und des Phasenwinkels (rechts) in Abhängigkeit von der Temperatur für die Versuche aus 2018 und 2016	34
Abb. 3-8: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur für GmB unterschiedlicher Chargen	36
Abb. 3-9: Anfangsdehnung in Abhängigkeit von der Ermüdungslastwechselanzahl für GmB verschiedener Chargen	37
Abb. 3-10: Komplexer Schermodul (links) und Phasenwinkel (rechts) bei einer Temperatur von 60°C in Abhängigkeit von der Mischzeit für unterschiedliche Mischtemperaturen für die Probe „GmB fein 15%“	38
Abb. 3-11: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur - Vergleich GmB Pkw und GmB Lkw	40
Abb. 3-12: Ergebnisse der MSCR Versuche - Vergleich GmB Pkw und Lkw	40
Abb. 3-13: Ergebnisse der Ermüdungsversuche - Vergleich GmB Pkw und Lkw	40
Abb. 3-14: A_{NP} für RTFOT gealterte Bitumen	42
Abb. 3-15: A_{NP} für PAV gealterte Bitumen	42
Abb. 3-16: $A_{EP\ RuK}$ für RTFOT gealterte Bitumen	43
Abb. 3-17: $A_{EP\ RuK}$ für PAV gealterte Bitumen	43
Abb. 3-18: $A_{Steifigkeit}$ für RTFOT gealterte Bitumen	44
Abb. 3-19: $A_{Steifigkeit}$ für PAV gealterte Bitumen	45
Abb. 3-20: $A_{Steifigkeit}$ für Ozon gealterte Bitumen	45

Abb. 3-21: $A_{\text{Steifigkeit}}$ für RTFOT, PAV und Ozon gealterte Bitumen	45
Abb. 3-22: Ermüdungsfunktionen für verschiedene Bitumen und Alterungsverfahren	46
Abb. 3-23: Nachgiebigkeit J_{nr} für nicht gealterte Bitumen bei 60°C	47
Abb. 3-24: Nachgiebigkeit J_{nr} für RTFOT-gealterte Bitumen bei 60°C	47
Abb. 3-25: Nachgiebigkeit J_{nr} für PAV-gealterte Bitumen bei 60°C	47
Abb. 3-26: Rückverformung R für nicht gealterte Bitumen bei 60°C	48
Abb. 3-27: Rückverformung R für RTFOT gealterte Bitumen bei 60°C	48
Abb. 3-28: Rückverformung R für PAV gealterte Bitumen bei 60°C	48
Abb. 3-29: Komplexer Schermodul in Abhängigkeit von der Temperatur für die Bitumen ohne Gummimodifizierung	53
Abb. 3-30: Komplexer Schermodul in Abhängigkeit von der Temperatur für die Bitumen mit und ohne Gummimodifizierung	53
Abb. 3-31: Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur für die Bitumen ohne Gummimodifizierung	53
Abb. 3-32: Phasenwinkel in Abhängigkeit von der Temperatur für die Bitumen mit und ohne Gummimodifizierung	54
Abb. 3-33: Ermüdungsfunktionen für die nicht modifizierten Bitumen	54
Abb. 3-34: Ermüdungsfunktionen für die Bitumen mit und ohne Gummimodifizierung	54
Abb. 3-35: Rückverformung R für die untersuchten Bitumen bei 60°C	55
Abb. 3-36: Nachgiebigkeit J_{nr} für die untersuchten Bitumen bei 60°C	55
AAbb. 4-1: Prinzipskizze Spaltzugschwellversuch [FGSV AL SP-Asphalt 09]	63
Abb. 4-2: Spannungsverteilung in der	63
Abb. 4-3: Prüfvorrichtung Spaltzug-Schwellversuch mit eingebautem Prüfkörper (mit Durchmesser $D=100$ mm, Höhe $H=40$ mm)	63
Abb. 4-4: Prinzipskizze für die Bildung der Hauptkurve zur Beschreibung des frequenz- und temperaturabhängigen Steifigkeitsverhaltens von Asphalten [BLASL 2021]	67
Abb. 4-5: Zusammenhang Phasenwinkel und Steifigkeitsmodul zur Bestimmung der Grenzmoduln der Hauptkurve in Abb. 4-4 [BLASL 2021]	67
Abb. 4-6: Exemplarische Darstellung einer "Energy Ratio Kurve" [BLASL 2021]	68
Abb. 4-7: Prüfbedingungen Druck-Schwellversuch mit eingebautem Prüfkörper (mit Durchmesser $D=100$ mm, Höhe $H=200$ mm)	70
Abb. 4-8: Exemplarischer Verlauf der kumulierten plastischen Dehnung bei Durchführung eines Multistage-Versuches [ZEISSLER 2022]	71
Abb. 4-9: Exemplarische Darstellung der kumulierten plastischen Dehnung bei Durchführung eines Multi-stage-Versuches sowie das Ergebnis der Transformation der Einzellaststufen [BLASL 2017]	71
Abb. 4-10: Exemplarische Darstellung einer versuchstechnisch bestimmten kumulierten plastischen Dehnung innerhalb einer Laststufen sowie die mittels Gl. 4-6 bestimmte Impulskriechkurve (Regressionsfunktion)	72

Abb. 4-11: Exemplarische Darstellung von zwei versuchstechnisch bestimmten Impulskriechkurven sowie der mittels Gl. 4-10 bestimmten Impulskriechkurven (Regressionsfunktion)	73
Abb. 5-1: Schematische Darstellung der zufälligen Reihung der Belastungszustände sowie der Zufallskombination der Belastungsgrößen bzw. der zugehörigen Lastwechselpakete unter Berücksichtigung der Temperaturintervalle [KAYSER 2011] in [ZEISSLER 2022]	81
Abb. 5-2: Schematische Darstellung der Temperaturintervalle bezogen auf den Jahresgang der Fahrbahnoberflächentemperaturen (links) sowie der Zugehörigkeitsfunktionen bezogen auf Temperaturintervalle (rechts) [KAYSER 2011] in [ZEISSLER 2022]	82
Abb. 5-3: Schematische Darstellung des Akkumulationsprozesses der bleibenden Dehnungen [ZEISSLER 2022]	83
Abb. 5-4: Exemplarische Darstellung der Gesamtverformungen in [ZEISSLER 2022]	85
Abb. 5-5: Bestimmung der maximalen Spurrinnentiefe (links), Entwicklung der maximalen Spurrinnentiefe MSPT über die Nutzungsdauer (rechts); jeweils an der Oberseite der Asphaltdeckschicht	85
Abb. 6-1: Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen der untersuchten Deckschichtmaterialien	90
Abb. 6-2: Kumulierte bleibende Dehnung ε_{pl} bei $\varepsilon_{el} = 0,05 \text{ ‰}$ für die untersuchten und im Rahmen der Spurrinnenprognose benötigten Asphaltdeckschichtgemische	92
Abb. 6-3: Hauptkurven (links) und Ermüdungsfunktionen (rechts) der nicht gealterten (blau) und ozongeleiteten (gelb) Asphalte; Bindemittelgehalt: 6,0 M.-%	94
Abb. 6-4: Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen nicht gealterter (a) und gealterter (b) Asphalte	95
Abb. 6-5: Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen nicht gealterter (gelb) und gealterter (blau) Asphalte	96
Abb. 6-6: Hauptkurven, Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen und Ermüdungsfunktionen der untersuchten Tragschichtmaterialien	97
Abb. 6-7: Gewählter Aufbau (repräsentativ für BK 10)	100
Abb. 6-8: Exemplarische Darstellung des Ermüdungsstatus im Querschnitt der ADS, ABS und ATS; Bsp.: ADS mit GmB zu 7,0 M.-%	103
Abb. 6-9: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalte	104
Abb. 6-10: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalte	105
Abb. 6-11: Exemplarische Darstellung des Ermüdungsstatus im Querschnitt der ADS, ABS und ATS für ausgewählte Befestigungsvarianten	106
Abb. 6-12: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht und der Asphalttragschicht in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt der in der Asphaltdeckschicht verwendeten gummimodifizierten Asphalte nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren (Optimum: NW ADS: 7,3 M.-%, NW ATS: 6,6 M.-%)	107

Abb. 6-13: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr und der in der Asphalttragschicht verwendeten Asphalte	109
Abb. 6-14: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt der in der Asphalttragschicht verwendeten gummimodifizierten Asphalte nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren (Optimum: NW ATS: 5,4 M.-%)	109
Abb. 6-15: Darstellung des Ermüdungsstatus im Querschnitt der ADS, ABS und ATS bei Verwendung der mittels Ozon gealterten sowie der jeweils nicht gealterten Asphaltdeckschichtvarianten	111
Abb. 6-16: Ergebnisse der Spurrinnenprognose für volumetrisch identische Deckschichtasphalte mit Straßenbaubitumen und polymermodifiziertem Bitumen: links: bleibende Verformung an der Oberseite der Asphaltdeckschicht, rechts: maximale Spurrinnentiefe in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr	113
Abb. 6-17: Ergebnisse der Spurrinnenprognose für variierende Asphaltdeckschichtvarianten mit gummimodifiziertem Bitumen und unterschiedlichen Bindemittelgehalten: links: bleibende Verformung an der Oberseite der Asphaltdeckschicht, rechts: maximale Spurrinnentiefe in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr	113
Abb. 6-18: Zusammenfassung der Darstellungen in Abb. 6-16 und Abb. 6-17 unter Einbeziehung aller Asphaltdeckschichtvarianten in Tab. 6-1	113
Abb. 6-19: Maximale Spurrinnentiefe in Abhängigkeit vom Bindemittelgehalt der Asphaltdeckschichtvarianten mit gummimodifiziertem Bitumen und unterschiedlichen Bindemittelgehalten	114
Abb. 6-20: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht und der Asphalttragschicht (vgl. Abb. 6-12) sowie maximale Spurrinnentiefe auf der Asphaltdeckschicht (vgl. Abb. 6-19)	115
Abb. 7-1: Staatsstraße S 255: geografische Einordnung und Verkehrsbelastung (Daten: 2015)	119
Abb. 7-2: Staatsstraße S 255: geografische Einordnung und Verkehrsbelastung (Daten: 2030)	120
Abb. 7-3: Bundesstraße B 170: geografische Einordnung und Verkehrsbelastung (links: 2015, rechts: 2030)	121
Abb. 7-4: Zusammenfassung am Bohrkern bestimmter Schichtdicken mit Kennzeichnung geringster und größter Asphalttragschichtdicken und Angabe mittlerer Dicken je Schicht	129
Abb. 7-5: Hauptkurven (links) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (rechts) der Materialien eingebaut auf der S 255, Bauabschnitt 1, Teilabschnitte TA 1.1. und TA 1.2 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert)	131
Abb. 7-6: Vergleich der Hauptkurven (oben) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (unten) der Materialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 1, Teilabschnitte TA 1.1. und	

TA 1.2 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert) 132

Abb. 7-7: Ermüdungsfunktion des Tragschichtmaterials (Bestand) auf der S255, Bauabschnitt 1, Teilabschnitte TA 1.1. und TA 1.2 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnung gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert) 133

Abb. 7-8: Hauptkurven (links) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (rechts) der Asphaltdeck- und Binderschichtmaterialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 2, Teilabschnitte TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10) 134

Abb. 7-9: Hauptkurven (links) und Ermüdungsfunktionen (rechts) der Asphalttragschichtmaterialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 2, Teilabschnitte TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „R“ = mit Recyclingmaterial, „o“/„u“ obere/untere Lage) 135

Abb. 7-10: Vergleich der Hauptkurven (oben) und der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (unten) der Asphalttragschichtmaterialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 2, Teilabschnitte TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „R“ = mit Recyclingmaterial, „o“/„u“ obere/untere Lage) 136

Abb. 7-11: Vergleich der Ermüdungsfunktionen der Asphalttragschichtmaterialien eingebaut auf der S255, Bauabschnitt 2, Teilabschnitte TA 2.1, TA 2.2 und TA 2.3 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „R“ = mit Recyclingmaterial, „o“/„u“ obere/untere Lage) 137

Abb. 7-12: Hauptkurven (links) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (rechts) der Asphalte eingebaut auf der B170, Teilabschnitt TA 1.1 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „o“/„u“ obere/untere Lage) 138

Abb. 7-13: Vergleich der Hauptkurven (oben) und Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen (unten) der Asphalte eingebaut auf der B170, Teilabschnitt TA 1.1 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10, „M“ = modifiziert, „o“/„u“ obere/untere Lage) 139

Abb. 7-14: Ermüdungsfunktionen der Asphalttragschichtmaterialien eingebaut auf der B170, Teilabschnitt TA 1.1 (Materialzusammensetzung gemäß Tab. 7-6, Bezeichnungen gemäß Tab. 7-10) 139

Abb. 7-15: Gewählter Aufbau: links: TA 1.1, rechts: TA 1.2; Bsp. „mittlere Dicken“ 144

Abb. 7-16: Gewählter Aufbau: TA 1.2, Szenario 8; Dicke Asphalttragschicht nach Schichtdickenauswertung; links: deterministisches Verfahren (Berücksichtigung 10% Quantil), rechts: probabilistisches Verfahren 145

Abb. 7-17: Gewählter Aufbau: links: TA 2.1, Mitte: TA 2.2 rechts: TA 2.3; Bsp. „mittlere Dicken“ 146

Abb. 7-18: Gewählter Aufbau: TA 1.1, Bsp. „mittlere Dicken“	147
Abb. 7-19: Gewählter Aufbau: TA 1.1, Szenario 4; Dicke Asphalttragschicht nach Schichtdickenauswertung; links: deterministisches Verfahren (Berücksichtigung 10% Quantil), rechts: probabilistisches Verfahren	148
Abb. 7-19: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren; Ausfallwahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr; oben: Prognose Verkehrsbelastung 2015, unten: Prognose Verkehrsbelastung Prognosewerte 2030; Nummerierung Szenarios gemäß Tab. 7-13	151
Abb. 7-20: B 170, Abschnitt 1.1: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren; Ausfallwahrscheinlichkeiten in Abhängigkeit vom Nutzungsjahr; durchgezogene Linien: Prognose Verkehrsbelastung 2015, gestrichelte Linien: Prognose Verkehrsbelastung 2030; Nummerierung Szenarios gemäß Tab. 7-16	154
Abb. 7-21: B 170, Auszug Bericht, Messergebnisse [MÜLLER-BBM 2018]	156
Abb. 7-22: B 170, Auszug Bericht, Messergebnisse [MÜLLER-BBM 2020]	157

9 TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 3-1: Bezeichnung und Zusammensetzung der von Kraft [KRAFT et al. 2018] einbezogenen Bitumen-Gummi-Gemische	24
Tab. 3-2: Untersuchte Bitumen und Bitumen-Gummi-Gemische	30
Tab. 3-3: Angewendete Alterungsverfahren für die Bitumen	31
Tab. 3-4: Untersuchte GmB unterschiedlicher Chargen von 2016 und 1018	36
Tab. 3-5: Komplexer Schermodul und Phasenwinkel bei einer Temperatur von 60°C für GmB unterschiedlicher Chargen	37
Tab. 3-6: NP und EP RuK für „GmB Pkw“ und „GmB Lkw“	39
Tab. 3-7: Zugabemengen an RC Bitumen	51
Tab. 3-8: Vergleich der konventionellen Bindemittelkennwerte (Gummianteil von 15% bei GmB)	51
Tab. 4-1: Probenhöhe und -durchmesser in Abhängigkeit des Größtkorndurchmessers [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018].	62
Tab. 4-2: Versuchsbedingungen im Spaltzug-Schwellversuch zur Untersuchung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphaltgemischen [FGSV TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26, 2018]	64
Tab. 6-1: Übersicht Asphaltmischgutvarianten (Materialbezeichnung projektintern) mit Angabe des Bindemittelgehaltes und in Anwendung gebrachte Versuchsdurchführungen	86
Tab. 6-2: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Ermüdungsfunktionen (Ermüdungsverhalten)	98
Tab. 6-3: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Hauptkurven (Steifigkeitsverhalten) und Angabe der in den ungebundenen Schichten angenommenen Schichtsteifigkeiten	99
Tab. 6-4: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Impulskriechkurven (bleibende Verformung)	99
Tab. 6-5: Übersicht Annahmen hinsichtlich zu berücksichtigender klimatischer und verkehrslastbedingter Einflüsse	101
Tab. 6-6: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren sowie prognostizierter Ausfallzeitpunkt, an dem ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte	104
Tab. 6-7: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren sowie prognostizierter Ausfallzeitpunkt, an dem ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte	105
Tab. 6-8: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht und der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphaltdeckschicht verwendeten	

Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte 106

Tab. 6-9 Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphalttragschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren sowie prognostizierter Ausfallzeitpunkt, an dem ein Ermüdungsstatus von 100% erreicht wird; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte; Angabe der erforderlichen Schichtendicken, wenn ein Ermüdungsstatus von 100% nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren angenommen wird 109

Tab. 6-10: Maximaler Ermüdungsstatus in der Asphaltdeckschicht und der Asphalttragschicht in Abhängigkeit von dem in der Asphaltdeckschicht verwendeten Asphalt nach einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren – vor und nach ozon-Alterung; Kennzeichnung der Minimal- und Maximalwerte 111

Tab. 6-11: Maximale Spurrinnentiefe nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren, analog zu Abb. 6-18 114

Tab. 7-1: Auflistung Untersuchungsabschnitte: geografische Einordnung, Verkehrsbelastung (DTV-Werte für 2015 wurden unter Einbeziehung von 7 Tagen ermittelt, DTV-Werte für 2030 wurden nur für Werktage ermittelt) 118

Tab. 7-2: Auflistung Bauabschnitte mit Zuordnung der Verkehrsbelastung bzw. Verkehrsstärke (DTV-Werte für 2015 wurden unter Einbeziehung von 7 Tagen ermittelt, DTV-Werte für 2030 wurden nur für Werktage ermittelt) 118

Tab. 7-3: Auflistung Bauabschnitte mit Zuordnung der Verkehrsbelastung bzw. Verkehrsstärke (DTV-Werte für 2015 wurden unter Einbeziehung von 7 Tagen ermittelt, DTV-Werte für 2030 wurden nur für Werktage ermittelt) 118

Tab. 7-4: Untersuchungsabschnitte mit Angabe der Realisierungs- und Beprobungszeiträume 122

Tab. 7-5: Aufbaudaten, Zusammensetzung der einzelnen Untersuchungsabschnitte (Sollangaben) 123

Tab. 7-6: Zusammensetzung der Materialien in den einzelnen Schichten der Untersuchungsabschnitte; Kennzeichnung identischer (id.) Materialien 124

Tab. 7-7: Anzahl Bohrkerne je Untersuchungsabschnitt 126

Tab. 7-8: Anzahl Bohrkerne mit fehlendem Schichtenverbund 126

Tab. 7-9: Aufbaudaten laut Bohrkernprotokolle; Angabe minimale, maximale und mittlere Schichtdicken 127

Tab. 7-10: Bezeichnung der Prüf- und Materialserien; ‚o‘ und ‚u‘ kennzeichnen Prüfkörper aus der ‚oberen‘ bzw. ‚unteren‘ Lage der eingebauten Tragschichten 128

Tab. 7-11: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Hauptkurven (Steifigkeitsverhalten) 141

Tab. 7-12: Übersicht Modellparameter zur Bildung der Ermüdungsfunktionen (Ermüdungsverhalten) 141

Tab. 7-13: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2: Aufbauvarianten, mittlere Dicke der einzelnen Schichten (ATS: zusätzlich minimale und maximale Dicke)	144
Tab. 7-14: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.2: Gesamtdicken der einzelnen Bohrkerne	145
Tab. 7-15: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Aufbauvarianten, mittlere Dicke der einzelnen Schichten (ATS: zusätzlich minimale und maximale Dicke)	146
Tab. 7-16: B 170, Abschnitt 1.1: Aufbauvarianten, mittlere Dicke der einzelnen Schichten (ATS: zusätzlich minimale und maximale Dicke)	147
Tab. 7-17: B 170, Abschnitt 1.1: Gesamtdicken der einzelnen Bohrkerne	147
Tab. 7-18: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2: Prognoseergebnisse deterministisches Verfahren; Szenario 7: Annahme abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltbinder- und -tragschicht	150
Tab. 7-19: S 255, Bauabschnitt 1, Abschnitt 1.1 und 1.2: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren; Szenario 7: Annahme abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltbinder- und -tragschicht	150
Tab. 7-20: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Prognoseergebnisse deterministisches Verfahren	152
Tab. 7-21: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren, Annahme abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltdeck- und -binderschicht	152
Tab. 7-22: B 170, Abschnitt 1.1: Prognoseergebnisse deterministisches Verfahren	153
Tab. 7-23: B 170, Abschnitt 1.1: Prognoseergebnisse probabilistisches Verfahren	153

10 LITERATURVERZEICHNIS

AL DSR-Prüfung T-Sweep 2014

Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Verformungsverhaltens von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln im Dynamischen Scherrheometer (DSR) – Durchführung im Temperatursweep, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 2014.

AL DSV Slim, 2022

Arbeitsanleitung - Druck-Schwellversuch am schlanken Probekörper, Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 2022.

AL MSCR-Prüfung 2012

Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Verformungsverhaltens von Bitumen und bitumenhaltigen Bindemitteln im Dynamischen Scherrheometer (DSR) – Durchführung der MSCR-Prüfung (Multiple Stress Creep and Recovery Test), Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 2012.

AL Sp-Asphalt 2009

Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 2009.

AP EADA 2022

Arbeitspapier zur Ermittlung von Anpassungs- und Sicherheitsfaktoren für die Dimensionierung von Asphaltbefestigungen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 2009.

DIN EN 13398

Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Bestimmung der elastischen Rückstellung von modifiziertem Bitumen: Deutsche Fassung EN 13398:2010, DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2010.

DIN EN 1426

Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Bestimmung der Nadelpenetration: Deutsche Fassung EN 1426:2015. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2015.

DIN EN 1427

Bitumen und bitumenhaltige Bindemittel – Bestimmung des Erweichungspunktes – Ring- und Kugel-Verfahren: Deutsche Fassung EN 1427:2015. DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Berlin, 2015.

E GmBA

Empfehlungen zu Gummimodifizierten Bitumen und Asphalten, FGSV-Nr. : 724, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2012.

E GmBA 2012

Empfehlungen zu Gummimodifizierten Bitumen und Asphalten. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2012.

RDO Asphalt 2009

Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdecke: RDO Asphalt 09. Köln, FGSV Verlag, 2009.

RDO Asphalt 2009/2019

Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht: RDO Asphalt 09/19, Köln, FGSV Verlag, 2019.

Richtlinie 1999/31/EG

Richtlinie 1999/31/EG des Rates vom 26. April 1999 über Abfalldeponien. Amtsblatt der Europäischen Gemeinschaft, L 182/1. URL: <https://eurlex.europa.eu/legal-content/DE/TXT/PDF/?uri=CELEX:31999L0031&from=EN> [Stand 13.07.2020].

RSO Asphalt 2019

Richtlinien für die Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise (RSO Asphalt), Entwurfsfassung, Köln, FGSV Verlag, 2019.

RStO 2012/2020

Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen: RStO 12. Köln, FGSV Verlag, 2012.

TL Asphalt-StB 2007

Technische Lieferbedingung für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen, Aushabe2007/Fassung 2013. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, Köln, 2007.

TP Asphalt-StB Teil 6 2007

Technische Prüfvorschrift für Asphalt Teil 6: Raumdichte von Asphaltprobekörpern, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, 2007.

TP Asphalt-StB Teil 24 2018

Technische Prüfvorschrift für Asphalt Teil 24: Spaltzug-Schwellversuch - Beständigkeit gegen Ermüdung, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, 2018.

TP Asphalt-StB Teil 26 2018

Technische Prüfvorschrift für Asphalt Teil 26: Spaltzug-Schwellversuch – Bestimmung der Steifigkeit, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag, 2018.

TP Asphalt-StB Teil 33 2022

Technische Prüfvorschrift für Asphalt Teil 33: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2022.

TL Bitumen 2013

Technische Lieferbedingungen für Straßenbaubitumen und gebrauchsfertige Polymermodifizierte Bitumen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2013.

TL RmB-StB By 2010

Technische Lieferbedingungen für Gummimodifizierte Bitumen, Oberste Baubehörde im Bayerischen Staatsministerium des Innern, Bekanntmachung, 03.02.2010.

ZTV Asphalt-StB 2013

Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2013.

ARTAMENDI & KHALID 2004

Artamendi, I. & Khalid, H.: Fatigue Damage of Crumb Rubber Modified Mixtures. In C. Petit, I. L. Al-Qadi & A. Millien (Hg.), Cracking in Pavements: Mitigation, Risk Assessment and Prevention, Proceedings of the Fifth International RILEM Conference, S. 493–500. RILEM Publications S.A.R.L., 2004.

BEER ET AL. 2009

Beer, Damm, Denck, Ohmen, Riebesehl & Sadzulewsky: Asphalt auf der Basis von Gummimodifiziertem Bitumen auf der Glashütter Landstraße in Hamburg, Straße und Autobahn, 60(8), S. 522–531, 2009.

BELLIN 1994

Bellin, P.: Verwendung von Gummigranulat aus Altreifen im Asphalt in den USA. Baustoff Recycling + Deponietechnik, 10(7), S. 4–9, Stein-Verlag, Baden-Baden, 1994.

BLASL 2008

Blasl, A.: Einfluss der Probekörpergeometrie auf die Versuchsergebnisse im einaxialen Zugschwellversuch, Diplomarbeit, Technische Universität Dresden, Dresden, 2008.

BLASL ET AL. 2017

Blasl, A.; Kraft, J.; Wellner, F.: AllBack2Pave - Hohe Recyclingraten in Deckschichtgemischen, in: Dresdner Asphalttage Tagungsband, S. 31–59, Dresden, 2017.

BLASL ET AL. 2019

Blasl, A.; Kraft, J.; Wellner, F.: Performance prediction of asphalt mixes with high RA contents using the German design approach, 8th International EATA Conference, Granada, Spanien, 2019.

BLASL ET AL. 2021

Blasl, A.; Zeißler, A.; Wellner, F.: Case study: Crack propagation in situ vs. service life prediction, International Symposium on Frontiers of Road and Airport Engineering iFRAE (online conference), Delft, Niederlande, 2021.

BLASL 2021

Blasl, A.: Ein Beitrag zur Dimensionierung von Straßenkonstruktionen mit dünnen Asphaltdecken auf Tragschichten ohne Bindemittel unter Berücksichtigung nichtlinear elastischer Materialeigenschaften, Dissertation, TU Dresden, Dresden, 2021.

BOSCH 2013

Bosch, P.: Untersuchung gummimodifizierter Asphaltdeckschichten unter Anwendung gültiger Prüfmethode im Asphaltstraßenbau, Diplomarbeit, Berufsakademie Sachsen, Glauchau, 2013.

BUTZ ET AL. 2012

Butz, T., Müller, J. & Riebesehl, G.: Innovative method for producing crumbed rubber modified asphalt. 5th Eurasphalt & Eurobitumen Congress, Istanbul, 06/2012.

CALTRANS 2005

State of California Department of Transportation: Feasibility of Recycling Rubber-Modified Paving Materials, Sacramento, 02.02.2005.

DRAGON 2015

Dragon, I.: Einfluss der Zusammensetzung von Asphaltgemischen auf die Ermüdungsbeständigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt, Dissertation, Technische Universität Dresden, 2015.

DRAGON & REINHARDT 2015

Dragon, I.; Reinhardt, U.: Weiterentwicklung der Ansätze für die Spurrinnenprognose von Asphaltbefestigungen, in: Straße und Autobahn Nr. 4, 2015.

FISCHER & BREMER 2022

Fischer, S., Bremer, M.: Ozonalterung an Asphaltproben sowie chemische Charakterisierung dieser und von Bitumen-Gummi-Gemischen, GWT TUD GmbH, Dresden, 2021.

FRÖHLICH 2020

Fröhlich, L.: Auswirkung der Gummimodifizierung auf die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen, Diplomarbeit, TU Dresden, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Straßenbau, Dresden, 2020.

GOHL ET AL. 2017

Gohl, S., Gogolin, D. & Ziener, R.: Besonderheiten bei der Verwendung von Asphaltgranulat in Gummimodifizierten Asphalten, Asphalt: Fachzeitschrift für das Herstellen und Einbauen von Asphalt, 52(5), S. 32-37, Deutscher Asphaltverband (DAV) e.V., Bonn, 2017.

GREENE ET AL. 2015

Greene, J., Chun, S., Nash, T. & Choubane, B.: Evaluation and Implementation of PG76-22 Asphalt Rubber Binder in Florida. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board (2524), S. 3–10, Transportation Research Board, Washington, D.C., 2015, DOI: 10.3141/2524-01.

HAGNER 2013

Hagner, T.: Verfahren zur Festlegung geeigneter Beanspruchungen im Dynamischen Scherrheometer (DSR), EUROBITUME: bitumen-magazin.de/lit1/viewfile.php?id=1956&name= Bitumen%202013%201956.pdf, 2013.

HANSON ET AL. 1995

Hanson, D.; Mallik, R. B.; , Foo, K.: "Strategic Highway Research, Program Properties of Asphalt Cement". Transportation Research Record 1488, 1995.

HEITZMAN 1992

Heitzman, M. A.: State of the Practice: Design and Construction of Asphalt Paving Materials with Crumb Rubber Modifier (FHWA-SA-92-022). Federal Highway Administration, Office of Engineering, Washington D.C., 05/1992.

HENRION 2012

Henrion, B.: Wiederverwendung von gummimodifiziertem Asphalt in Asphaltmischgut, Diplomarbeit, Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden, Dresden, 2012.

HICKS ET AL. 1999

Hicks, R. G., Lundy, J. R. & Epps, J. A.: Life cycle costs for asphalt-rubber paving materials. Tempe, 1999. URL: http://carbonyte.com/Documents/Life_Cycle_Cost_Analysis_of_AR_Materials.pdf [Stand 11.06.2020].

ISTEA 1991

Intermodal Surface Transportation Efficiency Act of 1991. 102nd United States Congress, 18.12.1991, URL: <https://www.congress.gov/bill/102nd-congress/housebill/2950> [Stand 13.07.2020].

KADEN 2011

Kaden, S.: Erfahrungen beim Einbau von gummimodifiziertem Asphalt am Beispiel der L 339 und weiterer Bauvorhaben. PEBA Prüfinstitut für Baustoffe GmbH, VSVI, Frankfurt/Oder, 25.01.2011.

KADEN & MITTMANN 2012

Kaden, S. & Mittmann, P.: Erfahrungen beim Einbau von Gummimodifiziertem Asphalt: Die Untersuchungsstrecke L 339. Asphalt: Fachzeitschrift für das Herstellen und Einbauen von Asphalt, 47(2), S. 16–26, Deutscher Asphaltverband (DAV) e.V., Bonn, 2012.

KAMRATOWSKY 2021

Kamratowski, Erik: Optimierung von Asphaltgemischen anhand von performanceorientierten Prüfverfahren, Entwurfsfassung Dissertation, Technische Universität Dresden, Dresden, 2021.

KAYSER 2007

Kayser, S.: Grundlagen zur Erfassung klimatischer Einflüsse für Dimensionierungsrechnungen von Asphaltbefestigungen, Dissertation, Technische Universität Dresden, Professur für Straßenbau, Dresden, 2007.

KAYSER ET AL. 2011

Kayser, S.; Zeißler, A.; Reinhardt, U.: Spurrinnenprognose für Asphaltbefestigungen unter Berücksichtigung von Zufallsprozessen, in: Dresdner Asphalttage Tagungsband 2011, Dresden, 2011.

KRAFT et al. 2018

Kraft, J.; Wellner, F.; Lerch, T.: Entwicklung von gummimodifizierten Bindemitteln und deren Einsatz in Asphaltbefestigungen im Freistaat Sachsen, LISt GmbH, Rochlitz, 2018.

LO PRESTI 2013

Lo Presti, D.: Recycled Tyre Rubber Modified Bitumens for road asphalt mixtures: A literature review. Construction and Building Materials, 49, S. 863–881, Elsevier Ltd., 12/2013, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.09.007.

MANKE 2014

Manke, R.: Gummimodifizierung: Möglichkeiten und Grenzen. Ruhr-Universität-Bochum, Deutscher Asphaltverband e.V.: Asphaltanwendungen in der Praxis, Oldenburg, 25.03.2014. URL: https://www.asphalt.de/fileadmin/user_upload/asphaltberatung/downloads/2014_o_gummi.pdf [Stand 03.05.2020].

MINER 1954

Miner, M. A.: Cumulative Damage in Fatigue. In: Journal of Applied Mechanics 12 (1954), Nr. 3, A159-A164. – DOI 10.1115/1.4009458.

NIELSEN 2014

Nielsen, E.: Comparison between SBS and crumb rubber modified asphalt - laboratory and field study. In Y. R. Kim (Hg.), Asphalt pavements. Proceedings of the International Conference on Asphalt Pavements Raleigh (1.-5. Juni 2014), S. 893–901, CRC Press, Boca Raton, 06/2014.

NORDGREN & PREINFALK 2009

Nordgren, T. & Preinfalk, L.: Asphalt Rubber - a new concept for asphalt pavements in Sweden?. Swedish Road Administration, Göteborg, 02/2009.

MÜLLER-BBM 2018

Müller-BBM GmbH: Ermitteln und Beurteilen der Gefährdungen bei Tätigkeiten mit Gefahrstoffen: Inhalative Exposition, Arbeitsbereich Asphaltlabor, Bericht Nr. M136513/02, Weimar 2018.

MÜLLER-BBM 2020

Müller-BBM GmbH: Ermitteln und Beurteilen der Gefährdungen bei Tätigkeiten mit Gefahrstoffen: Inhalative Exposition, Arbeitsbereich Straßenfertiger, Bericht Nr. M156460/01, Weimar 2018.

PEHLKEN 2005

Pehlken, A.: Einsatz von Gummi aus Altreifen im Gummimodifizierten Asphalt. Müll und Abfall: Fachzeitschrift für Kreislauf- u. Ressourcenwirtschaft, 10, S. 506–512, Erich Schmidt Verlag GmbH & Co. KG, Berlin, 2005.

PEHLKEN & ESSADIQI 2005

Pehlken, A. & Essadiqi, E.: Scrap Tire Recycling in Canada (MTL 2005-08(CF)). CANMET Materials Technology Laboratory, 11/2005. DOI: 10.13140/2.1.1941.8400.

PICADO-SANTOS ET AL. 2020

Picado-Santos, L. G., Capitão, S. D. & Neves, J. M.C.: Crumb rubber asphalt mixtures: A literature review. Construction and Building Materials, 247, Elsevier Ltd., 2020. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2020.118577.

SHATNAWI 2011

Shatnawi, S.: Comparison of Rubberized Asphalt Binders: Asphalt-Rubber and Terminal Blend. URL: http://www.ra-foundation.org/wp-content/uploads/2013/02/005-PAP_045.pdf [Stand 21.07.2020].

TAHMOORIAN ET AL. 2018

Tahmoorian, F., Samali, B. & Yeaman, J.: Evaluation of Structural and Thermal Properties of Rubber and HDPE for Utilization as Binder Modifier. In J. L. Rivera-Armenta & B. A. Salazar-Cruz (Hg.), Modified Asphalt. IntechOpen, 2018, DOI: 10.5772/intechopen.75535

VAN KIRK & HOLLERAN 2000

Van Kirk, J. & Holleran, G.: Reduced Thickness Asphalt Rubber Concrete Leads to Cost Effective Pavement Rehabilitation, 1st International Conference World of Pavements, Sydney, 02/2000.

UHLIG 2019

Uhlig, W.: Grundlagen für Lastannahmen zur Dimensionierung von Straßenbefestigungen, Dissertation Technische Universität Dresden, Dresden 2019.

WAY 1999

Way, G. B.: Flagstaff I-40 Asphalt Rubber Overlay Project: Nine Years of Success. Arizona Department of Transportation, Transportation Research Board 78th Annual Meeting, 16.08.1999.

WAY ET AL. 2011

Way, G. B.; Kaloush, K.E. & Biligiri, K.P.: Asphalt-Rubber Standard Practice Guide. Abschlussbericht, Rubber Pavements Association, 17.10.2011, URL: http://www.rubberpavements.org/Library_Information/A_R_Std_Practice_Guide_20111221.pdf [Stand 08.07.2020].

WELLNER ET AL. 2013

Wellner, F.; Ascher, D.; Radenberg, M.; Cetinkaya, R.: "Bestimmung des Alterungsverhaltens von Asphaltgemischen als Grundlage für die Dimensionierung und Prognose des Lebensdauer und Schadensentstehung", Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1091, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2013

WILHELM 2018

Wilhelm, J.: Gummimodifizierter Asphalt - Wo stehen wir?. DAV-Informationsveranstaltung, 2018. URL: https://www.asphalt.de/fileadmin/user_upload/DAVINFO_Gummi_Linstow.pdf [Stand 02.05.2020].

ZEISSLER 2015

Untersuchungen zum spannungsabhängigen Materialverhalten von Asphalt, Dresden, Technische Universität Dresden, Dissertation, 2015.

ZEISSLER 2018

Zeißler, Alexander: ADtoPave - Analysing and Design Tool for Pavements ADtoPave: Version 2018.01.016, IDAV GmbH, Dresden, 2018.

ZEISSLER 2022

Zeißler, Alexander: Rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise nach den RDO Asphalt, Habilitationsschrift, Technische Universität Dresden, Dresden, 2022.

ZANZOTTO & KENNEDY 1996

Zanzotto, L. & Kennepohl, G. J.: Development of Rubber and Asphalt Binders by Depolymerization and Devulcanization of Scrap Tires in Asphalt. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board (1530). S. 51–58, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1996.

11 ANLAGEN

- | | |
|----------|---|
| Anlage 1 | Ergebnisse - Konventionelle Bitumenuntersuchungen |
| Anlage 2 | Ergebnisse - Performanceorientierte Bindemitteluntersuchungen |
| Anlage 3 | Untersuchungsabschnitt S 255 BA 2, ergänzende Betrachtungen |

Anlage 1 Ergebnisse - Konventionelle Bitumenuntersuchungen

Probenbezeichnung	Nadelpenetration [1/10 mm]			
Anteil Gummigranulat [%]	0	10	15	20
50/70, Basisbitumen	50,0	-	-	-
GmB fein	-	30,0	27,7	24,0
GmB mittel	-	28,3	27,0	25,0
GmB grob	-	31,3	26,3	24,3
Pkw GmB	-	-	30,3	-
Lkw GmB	-	-	27,7	-
PmB	43,7	-	-	-

A-Tab. 1: Nadelpenetration

Probenbezeichnung	Repetitionsindex NP [%]			
Anteil Gummigranulat [%]	0	10	15	20
50/70	100,0	-	-	-
GmB fein	-	100,0	98,8	85,7
GmB mittel	-	88,5	87,1	92,6
GmB grob	-	92,2	87,8	90,1
PmB	106,5	-	-	-

A-Tab. 2: Repetitionsindex Nadelpenetration

Probenbezeichnung	EP RuK [°C]			
Anteil Gummigranulat [%]	0	10	15	20
50/70	52,7	-	-	-
GmB fein	-	64,0	68,0	77,2
GmB mittel	-	65,0	68,6	77,6
GmB grob	-	65,8	71,0	79,4
GmB Pkw	-	-	67,0	-
GmB Lkw	-	-	68,0	-
PmB	59,4	-	-	-

A-Tab. 3: Erweichungspunkt Ring und Kugel

Probenbezeichnung	Repetitionsindex EP RuK [-]			
Anteil Gummigranulat [%]	0	10	15	20
50/70	100,6	-	-	-
GmB fein		103,1	101,1	105,0
GmB mittel		104,8	104,9	103,8
GmB grob		104,8	100,5	100,3
PmB	100,9	-	-	-

A-Tab. 4: Repetitionsindex Erweichungspunkt Ring und Kugel

Probenbezeichnung	RTFOT Alterungsindex NP [-]			
Anteil Gummigranulat [%]	0	10	15	20
50/70	0,66	-	-	-
GmB fein	-	1,16	1,00	0,65
GmB mittel	-	1,09	0,89	0,81
GmB grob	-	1,02	0,85	0,71
PmB	0,68	-	-	-

A-Tab. 5: Alterungsindex Nadelpenetration nach RTFOT Alterung

Probenbezeichnung	PAV Alterungsindex NP [-]			
Anteil Gummigranulat [%]	0	10	15	20
50/70	0,47	-	-	-
GmB fein	-	0,72	0,95	0,88
GmB mittel	-	0,92	1,00	1,07
GmB grob	-	0,67	0,90	1,11
PmB	0,56	-	-	-

A-Tab. 6: Alterungsindex Nadelpenetration nach PAV Alterung

Probenbezeichnung	RTFOT Alterungsindex EP RuK [-]			
Anteil Gummigranulat [%]	0	10	15	20
50/70	1,1	-	-	-
GmB fein	-	0,998	1,026	0,996
GmB mittel	-	1,007	1,024	1,025
GmB grob	-	1,006	0,981	0,992
PmB	1,1	-	-	-

A-Tab. 7: Alterungsindex Erweichungspunkt Ring und Kugel nach RTFOT Alterung

Probenbezeichnung	PAV Alterungsindex EP RuK [-]			
Anteil Gummigranulat [%]	0	10	15	20
50/70	1,23	-	-	-
GmB fein	-	1,19	1,23	1,07
GmB mittel	-	1,21	1,23	1,12
GmB grob	-	1,18	1,20	1,14
PmB	1,18	-	-	-

A-Tab. 8: Alterungsindex Erweichungspunkt Ring und Kugel nach PAV Alterung

Anlage 2 Ergebnisse - Performanceorientierte Bindemittelprüfungen

Probenbezeichnung G* [kPa], δ [°]	T [°C]	30	40	50	60	70	80	90
50/70	G*	416	87	19	5	1	0	0
	δ	67,7	73,1	77,9	82,0	85,1	87,3	88,8
GmB fein 10%	G*	746	188	55	19	6	2	1
	δ	56,3	57,4	59,0	64,9	72,9	79,9	84,5
GmB fein 15%	G*	674	186	61	23	9	3	1
	δ	53,1	52,8	53,0	57,9	66,5	75,6	82,1
GmB fein 20%	G*	874	251	86	36	16	7	3
	δ	50,1	50,0	48,4	50,4	56,9	66,3	75,5
GmB mittel 10%	G*	755	190	55	19	7	3	1
	δ	55,7	57,1	58,3	62,9	69,8	76,8	82,0
GmB mittel 15%	G*	838	227	73	27	11	4	2
	δ	53,1	53,5	53,6	57,6	64,8	73,1	79,6
GmB mittel 20%	G*	891	258	88	37	16	7	3
	δ	50,2	50,2	48,9	50,6	56,2	64,3	72,3
GmB grob 10%	G*	773	198	57	20	7	3	1
	δ	55,7	57,1	57,9	61,9	68,5	75,5	81,0
GmB grob 15%	G*	827	230	74	28	11	5	2
	δ	53,2	53,4	52,8	55,7	61,7	69,7	76,9
GmB grob 20%	G*	1070	301	100	40	18	8	3
	δ	49,8	50,7	49,2	50,0	54,2	61,2	69,0
PmB	G*	552	113	25	7	2	1	0
	δ	66,0	70,0	71,6	73,0	75,4	78,6	82,6

A-Tab. 9: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel nicht gealterter Bitumen (I)

Probenbezeichnung G* [kPa], δ [°]	T [°C]	30	40	50	60	70	80	90
70/100	G*	264	42	8	2	1	0	0
	δ	78,8	83,8	86,7	88,3	89,2	89,6	89,7
RC	G*	2650	585	116	25	6	2	1
	δ	54,1	63,4	70,4	76,3	81,2	84,8	87,3
70/100 + 30 % RC	G*	421	72	13	3	1	0	0
	δ	74,2	79,9	84,0	86,7	88,3	89,1	89,3
70/100 + 43% RC	G*	707	130	25	5	1	0	0
	δ	68,5	75,4	80,3	84,1	86,6	88,3	89,3
GmB 70/100 + 30% RC	G*	767	191	56	19	7	3	1
	δ	58,4	58,5	57,6	60,9	67,6	75,2	80,5
GmB 70/100 + 43% RC	G*	999	253	73	25	9	3	1
	δ	56,0	57,3	56,7	60,3	67,7	76,0	81,8

A-Tab. 10: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel nicht gealterter Bitumen (II)

Probenbezeichnung G* [kPa], δ [°]	T [°C]	30	40	50	60	70	80	90
50/70	G*	862	198	46	12	4	1	0
	δ	60,1	65,8	70,8	75,8	80,3	83,9	86,6
GmB fein 10%	G*	704	186	57	20	8	3	1
	δ	55,4	56,8	57,2	60,6	66,7	73,7	79,5
GmB fein 15%	G*	993	259	75	26	10	4	2
	δ	53,5	56,4	57,4	59,7	64,6	71,2	77,6
GmB fein 20%	G*	932	274	94	39	17	8	3
	δ	50,0	51,0	49,4	50,3	55,1	63,1	71,6
GmB mittel 10%	G*	953	242	64	20	7	3	1
	δ	56,0	60,3	63,0	66,4	71,3	76,4	81,1
GmB mittel 15%	G*	1550	392	103	31	10	4	1
	δ	52,7	57,9	61,3	65,0	69,6	74,5	79,1
GmB mittel 20%	G*	1200	366	123	50	23	11	5
	δ	46,5	48,8	48,1	48,1	50,3	54,6	60,4
GmB grob 10%	G*	837	208	57	19	7	3	1
	δ	56,5	59,6	60,7	63,1	67,5	73,0	78,1
GmB grob 15%	G*	713	208	67	26	11	5	2
	δ	52,8	53,7	52,9	53,8	57,3	62,8	69,0
GmB grob 20%	G*	1084	335	112	46	21	10	4
	δ	49,0	50,4	49,6	49,8	52,5	57,8	64,6
PmB	G*	1082	225	53	15	5	2	1
	δ	58,5	63,8	66,6	68,4	70,9	74,6	79,4

A-Tab. 11: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel RTFOT gealterter Bitumen

Probenbezeichnung G* [kPa], δ [°]	T [°C]	30	40	50	60	70	80	90
50/70	G*	1370	335	81	22	7	2	1
	δ	55,2	61,2	66,1	71,0	75,9	80,2	83,4
GmB fein 10%	G*	1690	485	137	44	16	6	2
	δ	46,3	52,1	55,7	58,4	61,7	65,9	70,5
GmB fein 15%	G*	1580	473	142	49	19	8	3
	δ	45,4	50,5	53,3	54,8	57,0	60,7	65,3
GmB fein 20%	G*	1892	619	196	73	30	14	7
	δ	41,8	46,9	49,7	50,8	52,0	54,3	57,8
GmB mittel 10%	G*	1648	466	133	44	16	6	2
	δ	46,9	52,1	55,0	57,2	60,6	65,2	70,3
GmB mittel 15%	G*	1460	438	135	49	20	8	4
	δ	46,4	50,4	51,8	52,8	55,2	59,3	64,4
GmB mittel 20%	G*	1350	430	141	54	23	11	5
	δ	44,7	48,4	49,4	49,8	51,4	54,8	59,4
GmB grob 10%	G*	1578	458	134	46	18	7	3
	δ	47,2	52,0	54,4	56,0	58,8	63,2	68,4
GmB grob 15%	G*	1842	561	172	60	24	10	4
	δ	45,4	50,2	52,5	53,7	55,7	59,1	63,8
GmB grob 20%	G*	1970	630	205	76	32	15	7
	δ	42,4	47,0	48,9	49,5	50,7	53,3	57,2
PmB	G*	1632	362	87	25	8	3	1
	δ	53,8	60,2	63,2	65,0	67,1	70,5	75,4

A-Tab. 12: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel PAV gealterter Bitumen

Probenbezeichnung G* [kPa], δ [°]	T [°C]	30	40	50	60	70	80	90
50/70	G*	2746	694	173	47	14	5	2
	δ	50,3	58,8	64,8	70,1	74,9	79,0	81,8
GmB fein 15%	G*	1727	911	299	113	49	23	12
	δ	42	47	49	50	52	55	59
PmB	G*	2060	546	147	47	17	7	3
	δ	52	58	61	63	65	68	72

A-Tab. 13: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel Ozon gealterter Bitumen

Probenbezeichnung <i>AI Steifigkeit RTFOT [-]</i>	T [°C]	
	30	60
50/70	2,07	2,46
GmB fein 10%	1,06	1,10
GmB fein 15%	1,47	1,13
GmB fein 20%	1,07	1,09
GmB mittel 10%	1,26	1,06
GmB mittel 15%	1,53	1,16
GmB mittel 20%	1,35	1,36
GmB grob 10%	1,08	0,94
GmB grob 15%	0,86	0,93
GmB grob 20%	1,01	1,14
PmB	1,96	2,10

A-Tab. 14: DSR, Temperatur-Sweep, Alterungsindex Steifigkeit nach RTFOT Alterung

Probenbezeichnung <i>AI Steifigkeit PAV [-]</i>	T [°C]	
	30	60
50/70	3,29	4,44
GmB fein 10%	2,26	2,38
GmB fein 15%	2,34	2,14
GmB fein 20%	2,16	2,05
GmB mittel 10%	2,18	2,31
GmB mittel 15%	1,74	1,81
GmB mittel 20%	1,51	1,46
GmB grob 10%	2,04	2,32
GmB grob 15%	2,23	2,16
GmB grob 20%	1,84	1,90
PmB	2,96	3,50

A-Tab. 15: DSR, Temperatur-Sweep, Alterungsindex Steifigkeit nach PAV Alterung

Probenbezeichnung $G^*_{rel.}$ [kPa], $\delta_{rel.}$ [°]	T [°C]	30	40	50	60	70	80	90
50/70	$G^*_{rel.}$	-6,51	-6,85	-3,49	3,00	7,65	11,40	17,14
	$\delta_{rel.}$	0,47	0,41	0,18	0,00	-0,12	-0,11	0,02
GmB fein 10%	$G^*_{rel.}$	16,01	11,51	10,55	10,21	9,79	7,55	4,43
	$\delta_{rel.}$	-1,40	-0,86	-0,91	-0,52	-0,14	0,20	0,43
GmB fein 15%	$G^*_{rel.}$	-4,91	-7,65	-8,18	-7,84	-7,87	-8,59	-8,20
	$\delta_{rel.}$	-1,48	-1,12	-0,86	-0,55	-0,30	0,21	0,47
GmB fein 20%	$G^*_{rel.}$	0,55	0,00	-1,20	-1,06	-1,89	-0,83	-1,24
	$\delta_{rel.}$	-1,96	-1,19	-0,86	-0,75	-0,66	-0,48	0,40
GmB mittel 10%	$G^*_{rel.}$	25,14	15,57	11,02	9,92	10,43	11,44	10,76
	$\delta_{rel.}$	-1,94	-0,35	-0,85	-1,87	-2,27	-1,82	-0,92
GmB mittel 15%	$G^*_{rel.}$	11,32	9,64	10,30	8,76	4,51	-2,75	-8,40
	$\delta_{rel.}$	-1,85	-2,01	-0,37	2,90	5,43	5,97	4,96
GmB mittel 20%	$G^*_{rel.}$	-4,48	-6,11	-5,83	-4,47	-4,35	-5,66	-4,88
	$\delta_{rel.}$	-1,38	-1,38	-0,45	0,60	1,15	1,39	1,29
GmB grob 10%	$G^*_{rel.}$	36,75	30,47	24,40	20,95	18,02	13,86	9,56
	$\delta_{rel.}$	-1,76	0,18	0,21	0,16	0,56	1,23	1,56
GmB grob 15%	$G^*_{rel.}$	6,85	7,16	8,56	8,23	6,37	2,58	-2,72
	$\delta_{rel.}$	-1,12	-1,91	-1,49	0,69	2,56	4,16	4,66
GmB grob 20%	$G^*_{rel.}$	10,47	7,58	4,73	1,01	-2,74	-7,13	-11,38
	$\delta_{rel.}$	-0,52	0,60	1,86	3,52	4,63	5,16	4,99
PmB	$G^*_{rel.}$	-8,33	-16,96	-19,59	-19,55	-21,0	-22,99	-25,74
	$\delta_{rel.}$	2,17	1,89	1,56	1,96	2,36	2,13	1,90

A-Tab. 16: DSR, Temperatur-Sweep, Abweichung der Versuchsergebnisse für Schermodul und Phasenwinkel nicht gealterter Bitumen zwischen den Jahren 2018-2016

Mischtemperatur [°C]	165°C		180°C		195°C	
Mischzeit [min]	G^* bei 60°C [kPa]	δ bei 60°C [°]	G^* bei 60°C [kPa]	δ bei 60°C [°]	G^* bei 60°C [kPa]	δ bei 60°C [°]
0	5	82,0	5	82,0	5	82
15	26,7	66,5	28,8	64,6	28,6	58,6
30	28,9	63,0	29,5	60,0	29,1	56,8
45	29,1	61,0	30,5	57,86	27,9	56,0
60	29,4	59,8	29,2	57,9	27,2	55,6
75	30,8	58,6	28,7	58,0	27,0	55,7
90	31,9	58,0	27,4	56,4	26,7	55,3

A-Tab. 17: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel für das Bitumen GmB fein 15%, bestimmt bei verschiedenen Mischzeiten und -temperaturen

Probenbezeichnung	R [%]	J _{nr} [kPa ⁻¹]
70/100	4	6,24
50/70	2	1,96
RC	16	0,29
70/100 + 30 % RC	1	4,03
70/100 + 43% RC	1	4,28
GmB 50/70	39	0,13
GmB + 30 % RC	24	0,31
GmB + 43% RC	28	0,21

A-Tab. 18: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Rückverformung und Nachgiebigkeit für nicht gealterte Bitumen (I)

Probenbezeichnung R [%]	Gummianteil [%]			
	0	10	15	20
50/70	2	-	-	-
GmB fein	-	24	39	62
GmB mittel	-	30	45	69
GmB grob	-	41	57	74
Pkw	-		44	-
PmB	40	-	-	-

A-Tab. 19: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Rückverformung für nicht gealterte Bitumen (I)

Probenbezeichnung R [%]	Gummianteil [%]			
	0	10	15	20
50/70	12	-	-	-
GmB fein	-	38	57	69
GmB mittel	-	31	68	77
GmB grob	-	46	71	80
PmB	52	-	-	-

A-Tab. 20: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Rückverformung für RTFOT gealterte Bitumen

Probenbezeichnung R [%]	Gummianteil [%]			
	0	10	15	20
50/70	31	-	-	-
GmB fein	-	70	79	87
GmB mittel	-	72	79	88
GmB grob	-	73	81	86
PmB	66	-	-	-

A-Tab. 21: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Rückverformung für PAV gealterte Bitumen

Probenbezeichnung J_{nr} [kPa ⁻¹]	Gummianteil [%]			
	0	10	15	20
50/70	1,96	-	-	-
GmB fein	-	0,28	0,13	0,04
GmB mittel	-	0,24	0,11	0,03
GmB grob	-	0,18	0,08	0,02
Pkw	-	-	0,14	-
PmB	0,63	-	-	-

A-Tab. 22: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Nachgiebigkeit für nicht gealterte Bitumen (I)

Probenbezeichnung J_{nr} [kPa ⁻¹]	Gummianteil [%]			
	0	10	15	20
50/70	0,64	-	-	-
GmB fein	-	0,14	0,09	0,04
GmB mittel	-	0,28	0,03	0,02
GmB grob	-	0,16	0,05	0,02
Pkw	0,64	-	-	-
PmB	0,24	-	-	-

A-Tab. 23: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Nachgiebigkeit für RTFOT gealterte Bitumen

Probenbezeichnung J_{nr} [kPa ⁻¹]	Gummianteil [%]			
	0%	10%	15%	20%
50/70	0,18	-	-	-
GmB fein	-	0,03	0,02	0,01
GmB mittel	-	0,03	0,02	0,01
GmB grob	-	0,03	0,02	0,01
Pkw	0,18	-	-	-
PmB	0,07	-	-	-

A-Tab. 24: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Nachgiebigkeit für PAV gealterte Bitumen

Probenbezeichnung	a_1 [-]	a_2 [-]	R^2 [-]
50/70	56.122	-3,00	0,995
50/70 RTFOT	279.752	-4,52	0,956
50/70 PAV	279.516	-3,88	0,977
GmB fein 15%/ GmB Lkw	150.518	-3,32	0,982
GmB fein 15% RTFOT	119.131	-2,97	0,981
GmB fein 15% PAV	150.567	-3,57	0,998
GmB Pkw	138.552	-3,11	0,972
PmB	105.527	-3,38	0,996
PmB RTFOT	164.998	-3,63	0,991
PmB PAV	320.107	-4,24	0,998
RC	131.638	-4,12	0,996
70/100	17.137	-2,48	0,994
70/100 + 30% RC	24.732	-2,74	0,999
70/100 + 43% RC	45.844	-3,12	0,985
GmB 70/100	150.518	-3,32	0,982
GmB 70/100 + 30% RC	148.335	-3,47	0,996
GmB 70/100 + 43% RC	125.630	-3,33	0,997
2016 fein 15%_1	528.800	-2,75	0,997
2018 fein 15%_1	150.518	-3,32	0,982

A-Tab. 25: DSR, Ermüdungsversuche, Parameter der Ermüdungsfunktionen, für nicht gealterte und gealterte Bitumen und Bitumengemische

Anlage 3 Untersuchungsabschnitt S 255 BA 2, ergänzende Betrachtungen zu Abschnitt 7.4

1 Rechnerische Prognose der Nutzungsdauer und Zustandentwicklung der realisierten Untersuchungsabschnitte

In Ergänzung zu den Ausführungen in Abschnitt 7.4 wurden unter Annahme fiktiver Befestigungsaufbauten für die drei Teilabschnitte auf dem Bauabschnitt BA 2 auf der Untersuchungsstrecke S 255 zusätzliche Prognoserechnungen durchgeführt.

Die Abschätzung der Nutzungsdauer erfolgte auch hier unter Anwendung der in Kapitel 5 beschriebenen Vorgehensweisen und unter Einbeziehung lokaler befestigungsspezifischer Gegebenheiten.

a. Annahmen, Randbedingungen, Eingangsdaten für die rechnerische Prognose

Zur Bereitstellung prognostizierter Nutzungsdauern wurde das, gemäß der in Abschnitt 7.4.1 angewendeten Methodik, deterministische Verfahren umgesetzt.

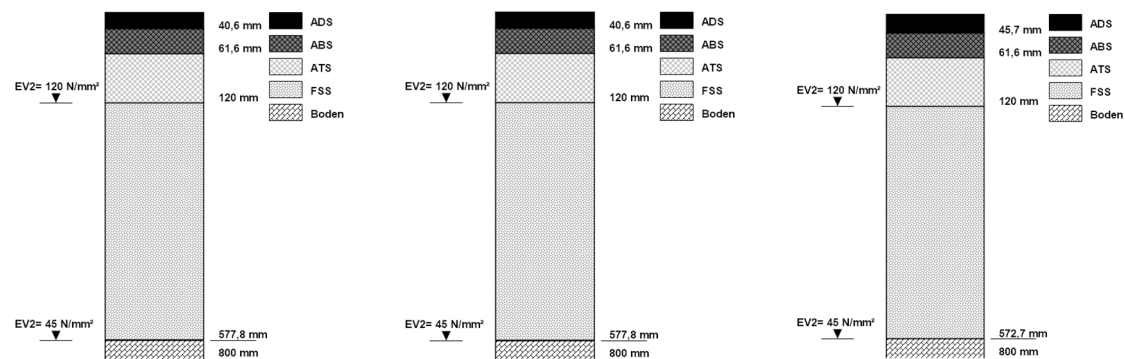
S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3

Auf den drei Teilabschnitten des Bauabschnittes BA 2 auf der Untersuchungsstrecke S 255 wurden die Asphalttragschichten mit einer deutlich größeren Dicke (vgl. Tab. 7-5) realisiert als das gültige Regelwerk derzeit erwarten lässt. Zur Bewertung des Einflusses der realisierten Asphalttragschichtdicken im Vergleich zu konventionelleren Schichtdicken wurden zwei weitere Aufbauvarianten je Unterabschnitt definiert. Variiert wurde sowohl die Dicke der Asphalttragschichten als auch die der Frostschutzschichten. Die Dicken der Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten wurden gemäß den Angaben in Abschnitt 7.4.1 beibehalten.

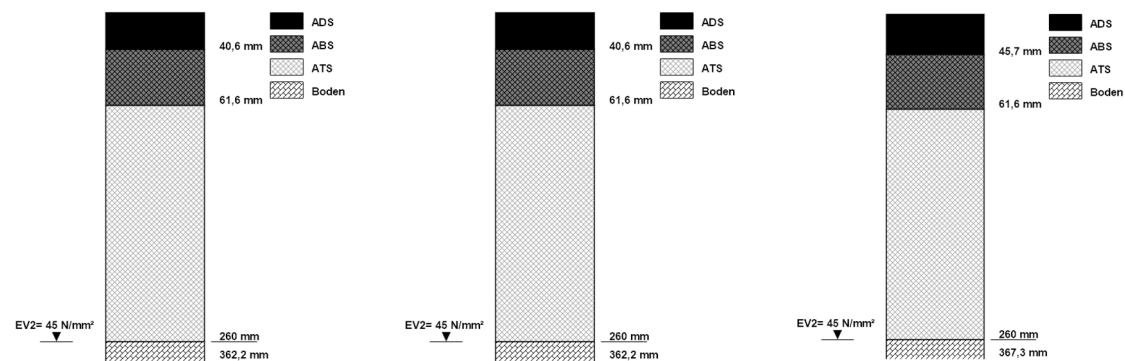
Zusätzliche Annahmen Schichtdicken Asphalttragschicht und Frostschutzschicht:

- Variante 1 (V1): Asphalttragschicht 12 cm, Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht; frostsichere Dicke 80 cm
- Variante 2 (V2): Asphalttragschicht 26 cm, Asphalttragschicht auf Boden, ohne Frostschutzschicht; keine frostsichere Dicke definierbar

Bei Einbeziehung der zusätzlichen Varianten 1 und 2 ergeben sich in Fortsetzung der Auflistung in Tab. 7-15 die sechs in A-Tab. 26 zusammengefassten zusätzlichen Berechnungsszenarien. Eine grafische Darstellung der resultierenden zusätzlichen sechs Konstruktionsaufbauten bieten die Abbildungen A-Abb. 1 und A-Abb. 2 (mit Angabe der Szenariennummern, äquivalent zu A-Tab. 26). Für jeden Konstruktionsaufbau ist gemäß den obigen Ausführungen die Verkehrsbelastung zweifach zu variieren.



A-Abb. 1: Gewählter Aufbau Variante 1 (V1) : links: TA 2.1 (Sz. 14), Mitte: TA 2.2 (Sz. 16), rechts: TA 2.3 (Sz. 18)



A-Abb. 2: Gewählter Aufbau Variante 2 (V2) : links: TA 2.1 (Sz. 15), Mitte: TA 2.2 (Sz. 17), rechts: TA 2.3 (Sz. 19)

Abschnitt	S 255 TA 2.1		S 255 TA 2.2		S 255 TA 2.3	
Asphaltschicht	V1	V2	V1	V2	V1	V2
Dicke ADS [cm]	4,06	4,06	4,06	4,06	4,57	4,57
Dicke ABS [cm]	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16	6,16
Dicke ATS [cm]	12,0	26,0	12,0	26,0	12,0	26,0
Dicke FSS [cm]	57,78	-	57,78	-	57,27	-
Nr. Szenario	14	15	16	17	18	19

A-Tab. 26: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Aufbauvarianten V1 und V2

b. Ergebnisse der Prognoserechnungen

Nachfolgend werden gemäß den Ausführungen in Abschnitt 7.4.2 die Ergebnisse der nach den RSO Asphalt durchgeführten Prognoserechnungen, unter Anwendung des deterministischen Verfahrens und unter Einbeziehung der in A-Tab. 26 zusammengefassten Konstruktionsaufbauten, vorgestellt und diskutiert. Die durchgeführten Berechnungen erfolgten für die in Tab. 7-2 und Tab. 7-3 zusammengefassten Verkehrsbelastungen, jeweils für die Prognosewerte für die Jahre 2015 und 2030.

Eine Anwendung des probabilistischen Verfahrens wäre grundsätzlich möglich, jedoch nur

unter Variation der Eingangsdaten für Steifigkeit und Ermüdung der einzubeziehenden Materialien in den einzelnen Asphaltsschichten. Eine Berücksichtigung variierender Asphalttragschichtdicken ist nicht möglich. Auf Grundlage der nachfolgend diskutierten Ergebnisse, die bei Anwendung des deterministischen Verfahrens resultieren, kann vermutet werden, dass bei Anwendung des probabilistischen Verfahrens, wie auch in Abschnitt 7.4 beschrieben, nur geringe Ausfallwahrscheinlichkeiten am Ende einer anberaumten Nutzungsdauer von 30 Jahren zu erwarten sind.

S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3

In A-Tab. 27 sind die für den Bauabschnitt 2 auf der S 255 berechneten Ermüdungsstatus nach einer anberaumten Nutzungsdauer von 30 Jahren sowie die nach Erreichen eines Ermüdungsstatus von 100% berechneten Nutzungsdauern bei Anwendung des deterministischen Verfahrens zusammengefasst. Die prognostizierten Nutzungsdauern werden mit maximal 100% angegeben. Für die zusätzlichen Berechnungsszenarien bzw. Befestigungsvarianten 14 bis 19 ergeben sich jeweils ebenfalls Nutzungsdauern >60 Jahre.

Nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren werden daher nur relativ geringe Ermüdungsstatus prognostiziert. Die Ergebnisse für die Variante 2 (V2: ATS 26 cm, Asphalttragschicht auf Boden) sind erwartungsgemäß ähnlich denen, ermittelt für die Szenarien 1 bis 10. Ein direkter Vergleich der Ergebnisse ist nicht möglich. Hierfür wären Berechnungsszenarien erforderlich, in denen identische Asphalttragschichtdicken (bspw. Dicke ATS Sz. 15 wie Gesamtdicke ATS Sz. 1) verwendet werden. Eine Bewertung des Einflusses der geringeren Tragfähigkeit des anstehenden Untergrundes (Boden: 45 MPa) bei Betrachtung der zusätzlichen Varianten V2 (Sz. 15, 17, 19) im Vergleich zu den Varianten ATS auf FSS (Sz. 1 bis 11) ist auf Grundlage der durchgeführten Berechnungen somit nicht eindeutig möglich.

Eine Reduzierung der Dicke der Asphalttragschichten um ca. die Hälfte (V1: ATS 12 cm auf FSS; Sz. 14, 16, 18) führt, relativ betrachtet, hingegen zu einer deutlichen Erhöhung der berechneten Ermüdungsstatus nach einer anberaumten Nutzungsdauer von 30 Jahren. Absolut betrachtet, lassen die Befestigungen der Szenarien 14, 16 und 18 dennoch nur eine sehr geringe Ermüdung der Befestigung nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren erwarten.

	Abschnitt	S 255 TA 2.1		S 255 TA 2.2		S 255 TA 2.3	
	Asphaltschicht	V1	V2	V1	V2	V1	V2
	Nr. Szenario	14	15	16	17	18	19
2015	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	30,69	2,06	11,51	0,43	7,33	0,43
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	76,15	>100	>100	>100	>100	>100
2030	Ermüdungsstatus nach ND [%]:	38,08	2,55	14,28	0,54	9,09	0,54
	Prognose ND bis 100% Erm. [Jahre]:	65,22	>100	>100	>100	>100	>100

A-Tab. 27: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Prognoseergebnisse deterministisches Verfahren

Abbildungsverzeichnis Anlagen

A-Abb. 1: Gewählter Aufbau Variante 1 (V1) : links: TA 2.1 (Sz. 14), Mitte: TA 2.2 (Sz. 16),
rechts: TA 2.3 (Sz. 18) 189

A-Abb. 2: Gewählter Aufbau Variante 2 (V2) : links: TA 2.1 (Sz. 15), Mitte: TA 2.2 (Sz. 17),
rechts: TA 2.3 (Sz. 19) 189

Tabellenverzeichnis Anlagen

A-Tab. 1: Nadelpenetration	176
A-Tab. 2: Repetitionsindex Nadelpenetration	176
A-Tab. 3: Erweichungspunkt Ring und Kugel	176
A-Tab. 4: Repetitionsindex Erweichungspunkt Ring und Kugel	177
A-Tab. 5: Alterungsindex Nadelpenetration nach RTFOT Alterung	177
A-Tab. 6: Alterungsindex Nadelpenetration nach PAV Alterung	177
A-Tab. 7: Alterungsindex Erweichungspunkt Ring und Kugel nach RTFOT Alterung	177
A-Tab. 8: Alterungsindex Erweichungspunkt Ring und Kugel nach PAV Alterung	178
A-Tab. 9: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel nicht gealterter Bitumen (I)	179
A-Tab. 10: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel nicht gealterter Bitumen (II)	180
A-Tab. 11: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel RTFOT gealterter Bitumen	181
A-Tab. 12: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel PAV gealterter Bitumen	182
A-Tab. 13: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel Ozon gealterter Bitumen	182
A-Tab. 14: DSR, Temperatur-Sweep, Alterungsindex Steifigkeit nach RTFOT Alterung	183
A-Tab. 15: DSR, Temperatur-Sweep, Alterungsindex Steifigkeit nach PAV Alterung	183
A-Tab. 16: DSR, Temperatur-Sweep, Abweichung der Versuchsergebnisse für Schermodul und Phasenwinkel nicht gealterter Bitumen zwischen den Jahren 2018-2016	184
A-Tab. 17: DSR, Temperatur-Sweep, Schermodul und Phasenwinkel für das Bitumen GmB fein 15%, bestimmt bei verschiedenen Mischzeiten und -temperaturen	184
A-Tab. 18: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Rückverformung und Nachgiebigkeit für nicht gealterte Bitumen (I)	185
A-Tab. 19: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Rückverformung für nicht gealterte Bitumen (I)	185
A-Tab. 20: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Rückverformung für RTFOT gealterte Bitumen	185
A-Tab. 21: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Rückverformung für PAV gealterte Bitumen	185
A-Tab. 22: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Nachgiebigkeit für nicht gealterte Bitumen (I)	186
A-Tab. 23: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Nachgiebigkeit für RTFOT gealterte Bitumen	186
A-Tab. 24: DSR, MSCR (60°C; 3,2 kPa), Nachgiebigkeit für PAV gealterte Bitumen	186
A-Tab. 25: DSR, Ermüdungsversuche, Parameter der Ermüdungsfunktionen, für nicht gealterte und gealterte Bitumen und Bitumengemische	187
A-Tab. 26: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Aufbauvarianten V1 und V2	189

A-Tab. 27: S 255, Bauabschnitt 2, Abschnitt 2.1, 2.2 und 2.3: Prognoseergebnisse
deterministisches Verfahren 190