

Diploma Thesis

# Influence of conditioning time and bitumen content on the aging behavior of asphalt mix using the Viennese Aging Procedure

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

---

Diplomarbeit

## Einfluss der Konditionierungsdauer und des Bitumengehaltes auf das Alterungsverhalten von Asphalt nach Durchlauf des Viennese Aging Procedure

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

von

**Jürgen Zehring, BSc**

Matr.Nr.: 00808429

unter der Anleitung von

Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. **Bernhard Hofko**

Univ.-Ass. Dipl.-Ing. **Daniel Maschauer**

Wien, im November 2020





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

# Kurzfassung

Bitumen ist ein natürlich vorkommendes Gemisch aus verschiedenen organischen Stoffen und dient im Asphalt als Bindemittel. Wie bei jedem organischen Stoff kommt es auch bei Bitumen zu einem Phänomen, das als Alterung bezeichnet wird. Dadurch ändern sich dessen chemischen und mechanischen Materialeigenschaften, sodass der Asphalt spröder und härter wird, was zu schlechteren Gebrauchseigenschaften und zu einer erhöhten Versagensanfälligkeit, zum Beispiel im Tieftemperaturbereich, führt.

Daher ist es von Interesse, die Alterung besser zu verstehen um somit das Materialverhalten von Bitumen und Asphalt auf lange Sicht besser und präziser vorhersagen zu können. Da Alterungsprozesse im Feld jedoch nur sehr langsam ablaufen, wurden mannigfaltige Methoden entwickelt, um Bitumen und Asphalt im Labor beschleunigt zu altern. Während auf Bitumenebene der Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT) für die Simulation der Kurzzeitalterung das Standardverfahren darstellt, ist die Alterung mittels Pressure Aging Vessel (PAV) ein Alterungsverfahren, das die Langzeitalterung des Bindemittels simuliert. Um Asphalt im Labor zu altern, wurden ebenfalls verschiedenste Verfahren entwickelt, wie beispielsweise das Braunschweiger Alterungsverfahren oder die Viennese Aging Procedure (VAPro). VAPro bedient sich hierbei ozon- und stickoxidangereicherter Luft, welche die Asphaltprobekörper bei Temperaturen, wie sie im Feld maximal auftreten, für mehrere Tage durchströmt und so für eine beschleunigte Alterung des Asphalts sorgt.

Ziel dieser Diplomarbeit ist es, verschiedene Einflussfaktoren auf das Alterungsverhalten von Asphalt nach Durchlauf der VAPro-Alterung zu untersuchen: Einerseits wird untersucht, inwiefern unterschiedlich lange Alterungsdauern sich auf die Materialveränderungen aufgrund Alterung bei einem Asphaltbeton auswirken. Andererseits wird untersucht, welche Auswirkungen eine Variation des Bitumengehalts eines Splittmastixasphalts auf das Alterungsverhalten haben und ob eine Dauer von mehreren Tagen zwischen VAPro-Alterung und Prüfungen Auswirkungen auf die beobachteten Alterungseffekte hat. Die durch die Laboralterung induzierte Änderung des Materialverhaltens wird sowohl anhand von Spaltzug-Schwellversuchen, als auch auf Bitumenebene mittels Dynamischem Scherrheometer, ermittelt. Es zeigt sich, dass beim Asphaltbeton eine Erhöhung der Konditionierungsdauer mit einer Zunahme der mechanischen Steifigkeit und einer Abnahme des viskoelastischen Materialverhaltens einhergeht. Beim Splittmastixasphalt hingegen wirkt sich ein veränderter Bitumengehalt nur gering auf die mechanischen Materialveränderungen nach Durchlauf der VAPro aus. Zudem zeigte sich kein relevanter Einfluss der Probekörper-Liegedauern.

# Abstract

Bitumen is a naturally occurring mixture of various organic substances and is used as a binding agent in asphalt. As any organic substance, bitumen also has a phenomenon known as aging. This changes its chemical and mechanical material properties, so that the asphalt becomes more brittle and harder in general, which leads to poorer performance properties and an increased susceptibility to various types of failure. It is therefore of interest to better understand aging in order to be able to predict the material behavior of bitumen and asphalt more precisely in the long term. However, since aging processes are slow processes in the field, various methods have been developed to accelerate the aging of bitumen and asphalt in the laboratory. While the Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT) is the standard method for simulating short-term aging at the bitumen level, aging using a Pressure Aging Vessel (PAV) is an aging process that simulates the long-term aging of the binding agent. In order to age asphalt in the laboratory, various processes have also been developed, such as the Braunschweiger aging process or the Viennese Aging Procedure (VAPro), which was developed at the TU Wien. The VAPro uses highly reactive gases enriched with ozone and nitrogen oxides, which flow through the asphalt specimens at elevated temperatures for several days and thus accelerate the aging of the asphalt. The aim of this diploma thesis is to investigate different influences on the aging behavior of asphalt after passing through the VAPro: On the one hand, it is examined to what extent aging periods of different lengths affect the material changes due to aging in asphalt concrete. It is also investigated what effects variations in the bitumen content of stone mastic asphalt have on the aging behavior and whether a period of several days between VAPro aging and tests has an impact on the aging effects. The change in material behavior induced by laboratory aging is determined both on the basis of IT-CY-tests and on the bitumen level using a dynamic shear rheometer. It turns out that with asphalt concrete, an increase in the conditioning time is associated with an increase in mechanical rigidity and a decrease in the viscoelastic material behavior. In the case of stone mastic asphalt, on the other hand, a changed bitumen content has only a minor effect on the mechanical material changes after passing through the VAPro. In addition, there was no relevant influence of the time between aging and testing the specimen.

# Danksagung

Ich möchte mich beim gesamten Forschungsbereich für Straßenwesen der TU Wien herzlichst bedanken, dass ich derart freundlich und kompetent als Diplomand betreut wurde. Auch wenn sich meine Laborversuche für diese Arbeit weitaus länger hingezogen haben als gedacht, was nicht zuletzt dem bisweilen auftretenden Teufel der Prüftechnik und vor allem einer historischen Pandemie zu verdanken ist, war die Zeit im Labor für mich stets eine sehr schöne und lehrreiche Zeit, die ich vor allem aufgrund des tollen Teams schon jetzt vermisse. Besonders danken möchte ich in diesem Zusammenhang David Valentin, Thomas Riedmayer, Bernhard Hadler und Tina Strohmeier, die mir bei allen Fragen rund um Prüftechnik und -geräte stets zur Seite standen und mir immer eine sehr große Hilfe waren.

Mein größter Dank gilt Assoc. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Bernhard Hofko und Univ.-Ass. Dipl.-Ing. Daniel Maschauer, die mich auch außerhalb der Diplomandenseminare stets mit großer Geduld und Kompetenz beraten und betreut haben. Vor allem ihre hilfreichen Anregungen und konstruktive Kritik waren ein wichtiger Faktor, um diese Diplomarbeit zu einem Erfolg bringen zu können.

Außerdem möchte ich mich bei all meinen Freunden dafür bedanken, dass sie mich immer unterstützt haben, ein offenes Ohr für mich hatten und insgesamt eine sehr wichtige Stütze waren.

Außerdem danke ich den Rittlern des .biz, ohne denen mein Studium nicht nur trockener, sondern vor allem weit freudloser vonstatten gegangen wäre.

Besonderer Dank geht an meine gesamte Familie und insbesondere an meine Eltern, ohne deren Hilfe -sowohl materiell als auch ideell- ich dieses Studium ganz sicher nicht zu Ende gebracht hätte.

Ohne die Hilfe und Unterstützung all dieser lieben Menschen stünde ich heute nicht hier. Vielen Dank.

# Inhaltsverzeichnis

<b>1</b>	<b>Einleitung</b>	<b>8</b>
<b>2</b>	<b>Stand der Technik</b>	<b>9</b>
2.1	Asphalt . . . . .	9
2.1.1	Definition . . . . .	9
2.1.2	Asphaltmischguttypen . . . . .	9
2.2	Gesteinskörnungen für Asphalt . . . . .	10
2.2.1	Gesteinsarten . . . . .	10
2.2.2	Korngrößen . . . . .	10
2.3	Bitumen . . . . .	11
2.3.1	Allgemeines . . . . .	11
2.3.2	Bitumengewinnung . . . . .	11
2.3.3	Bitumensorten . . . . .	11
2.3.4	Chemischer Aufbau von Bitumen . . . . .	13
2.3.5	Chemische und physikalische Eigenschaften von Bitumen . . . . .	13
2.3.6	Rheologische Eigenschaften von Bitumen . . . . .	13
2.4	Prüfverfahren . . . . .	14
2.4.1	Prüfverfahren für Bitumen . . . . .	14
2.4.2	Prüfverfahren für Asphalt . . . . .	19
2.5	Alterung . . . . .	26
2.5.1	Allgemeines . . . . .	26
2.5.2	Zeitlicher Verlauf der Alterung . . . . .	26
2.5.3	Laboralterungsverfahren für Bitumen . . . . .	27
2.5.4	Laboralterungsverfahren für Asphalt . . . . .	28
<b>3</b>	<b>Probekörperherstellung und vorbereitende Arbeiten</b>	<b>30</b>
3.1	Materialien . . . . .	30
3.1.1	Gesteinskörnung . . . . .	30
3.1.2	Füller . . . . .	30
3.1.3	Bitumensorten . . . . .	30
3.1.4	Asphaltkonzept . . . . .	31
3.2	Probekörperherstellung . . . . .	32
3.2.1	Herstellung des Asphaltmischguts und der Probekörper . . . . .	32
3.2.2	Ermittlung der Probekörperkenngrößen . . . . .	33
<b>4</b>	<b>Generelles Prüfprogramm und Prüfverfahren</b>	<b>36</b>
4.1	Viennese Aging Procedure (VAPro) . . . . .	36
4.1.1	Versuchsprinzip . . . . .	36
4.1.2	Versuchsaufbau . . . . .	37
4.1.3	Versuchsdurchführung . . . . .	38
4.2	Spaltzug-Schwellversuch - IT-CY . . . . .	39
4.2.1	Versuchsprinzip . . . . .	39

4.2.2	Versuchsdurchführung . . . . .	40
4.3	Bitumenrückgewinnung . . . . .	42
4.4	Dynamisches Scherrheometer - DSR . . . . .	43
<b>5</b>	<b>Prüfprogramm I - Untersuchung des Einflusses der Konditionierungsdauer</b>	<b>46</b>
5.1	Ablauf . . . . .	46
5.2	Ergebnisse und Interpretation . . . . .	47
<b>6</b>	<b>Prüfprogramm II - Untersuchung des Einflusses des Bitumengehalts</b>	<b>56</b>
6.1	Ablauf . . . . .	56
6.2	Ergebnisse und Interpretation . . . . .	57
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung und Ausblick</b>	<b>68</b>
<b>A</b>	<b>Prüfprogramm I</b>	<b>75</b>
<b>B</b>	<b>Prüfprogramm II</b>	<b>78</b>

# Kapitel 1

## Einleitung

Die überwiegende Mehrheit der Straßenoberbauten in Österreich besteht aus Asphalt, welcher sich aus den beiden Komponenten Gesteinskörnung und Bitumen zusammensetzt. Bitumen ist ein Rohöldestillat, bestehend aus verschiedenen organischen Stoffen und fungiert im Asphalt als Bindemittel. Alle organischen Stoffe verändern im Laufe der Zeit aufgrund verschiedener Einflüsse ihre chemischen und physikalischen Eigenschaften. Dieses Phänomen, dem auch das Bitumen unterworfen ist, wird als Alterung bezeichnet. Sie führt zu verschlechterten Materialeigenschaften des Bitumens und somit auch des Asphalts. So wird Bitumen insgesamt spröder und härter. Dies kann dazu führen, dass in der betreffenden Asphaltsschicht Risse aufgrund niedriger Temperaturen, beispielsweise im Winter, früher auftreten als bei frischem Asphalt und somit die Straße geforderte Gebrauchstauglichkeitskriterien nicht mehr erfüllen kann. Außerdem entwickelt sich dadurch das Ermüdungsverhalten des Asphalts nachteilig.

Um diese Problematik besser erforschen und verstehen zu können, wurden in den letzten Jahrzehnten verschiedene Laboralterungsmethoden entwickelt, und zwar sowohl für das Bindemittel Bitumen selbst als auch für Asphalt. Je nach Verfahren wird das zu alternde Material mit hohen Temperaturen, hohen Drücken oder reaktiven Gasen derart beaufschlagt, dass der Alterungsprozess unter Laborbedingungen weit schneller abläuft als unter realen Bedingungen im Feld. Eine dieser Methoden ist die an der Technischen Universität Wien entwickelte Viennese Aging Procedure, kurz VAPro, die zu den Asphaltalterungsverfahren zählt. Um die klimatischen Bedingungen auf realen Straßendecken zu simulieren, werden hier Asphaltprobekörper bei Temperaturen von 60 °C mit einem reaktiven Gemisch aus stickoxid- und ozonhaltiger Luft für eine Dauer von mehreren Tagen durchströmt. Danach können an diesen gealterten Probekörpern verschiedenste Prüfverfahren durchgeführt werden, um beispielsweise deren mechanisches Verhalten festzustellen. Ziel dieser Diplomarbeit ist es, zu untersuchen, welche Auswirkungen die Variation der Alterungsdauer einerseits und die Änderung des Bitumengehalts andererseits auf die Alterungseffekte von Asphaltprobekörpern nach Durchlauf der VAPro haben. Um den Einfluss der Alterungsdauer herauszuarbeiten, wurden im ersten Teil des Prüfprogramms (Kapitel 5) Asphaltprobekörper aus Asphaltbeton unterschiedlich lange einer Alterung mittels VAPro unterzogen. Im zweiten Teil (Kapitel 6) wurden Asphaltprobekörper aus Splittmastixasphalt jeweils mit gleicher Dauer mittels VAPro gealtert, wobei sich die Probekörper in drei Untergruppen mit jeweils verschiedenem Bindemittelgehalt aufteilten. In beiden Fällen wurden Steifigkeit und Phasenverschiebungswinkel der Probekörper jeweils vor und nach dem Alterungsprozess anhand von Spaltzug-Schwellversuchen ermittelt, um die Veränderungen durch die Alterung beurteilen zu können. Außerdem wurde das Bitumen bestimmter Asphaltprobekörper nach der Alterung zurückgewonnen, um auch auf Bitumenebene die Materialveränderungen zufolge Langzeitalterung bewerten zu können.

# Kapitel 2

## Stand der Technik

### 2.1 Asphalt

#### 2.1.1 Definition

Asphalt kann kurz und knapp definiert werden als eine Mischung von Gesteinskörnungen mit einem bituminösen Bindemittel [4]. Die Gesteinskörnung wiederum setzt sich aus Körnern verschiedenster Größe zusammen, wobei die feinsten Körner auch als Füller bezeichnet werden. Der Baustoff Asphalt kommt auf vielfältige Weise zum Einsatz, beispielsweise als Abdichtungsmaterial im Wasserbau und im Deponiebau, aber insbesondere und vor allem als Baustoff im Straßenbau. Der jeweilige Anteil und die Eigenschaften der beiden Komponenten Bitumen und Gesteinskörnung determinieren die Werkstoffeigenschaften des Asphalts. Das Mischungsverhältnis ist vom Anwendungsfall abhängig, ein typischer Asphalt für den Straßenbau enthält jedoch in der Regel zwischen 93 und 96 Massen-% Gestein und entsprechend 4 bis 7 Massen-% Bitumen [21].

#### 2.1.2 Asphaltmischguttypen

Asphalt kann generell hinsichtlich unterschiedlicher Aspekte eingeteilt werden. So kann man ihn beispielsweise nach der technischen Funktion der Asphaltsschichten in Tragschicht, Binderschicht, Tragdeckschicht und Deckschicht einteilen. Weiters kann in Bezug auf die Einbautemperatur differenziert werden oder hinsichtlich seiner Zusammensetzung.

Unter dem Begriff „Asphaltmischguttyp“ versteht man eine spezifische Konfiguration von Asphalt, also eine bestimmte mengenmäßige Zusammensetzung des Asphalts aus Gesteinskörnung und Bitumen mit jeweils ganz bestimmten Eigenschaften.

**Gussasphalt:** Unter dieser Bezeichnung versteht man einen Asphalt mit einem sehr hohen Bitumen- und Füllergehalt, sodass er quasi hohlraumfrei ist und die Stützung nicht vorwiegend über die Gesteinskörnung erfolgt, sondern über das Bindemittel Bitumen. Das zugrundeliegende Mischgutkonzept ist das Mastix-Konzept. Gussasphalt wird durch Vergießen eingebracht und muss daher danach nicht verdichtet werden. Zur Anwendung gelangt er überwiegend für hoch beanspruchte Verkehrsflächen -auch im Hochbau- und zur Abdichtung [3].

**Asphaltbeton:** Das Mischgutkonzept von Asphaltbeton beruht auf dem Packungskonzept, das der Struktur von Beton sehr ähnlich ist. Diese Art von Asphalt zeichnet sich durch eine sehr dichte Packung der Gesteinskörner aus, da deren Sieblinie der sogenannten „Fullerparabel“ entspricht, sodass der Bindemittelgehalt nur sehr gering ist. Derartige Asphalte kommen sowohl als Deckschichten als auch als Tragschichten zum Einsatz [3].

**Splittmastixasphalt:** Derartige Asphalte beruhen auf dem als „Makadamprinzip“ bezeichneten Stützgerüst-Konzept. Hierbei wird die Last vornehmlich durch das Gesteinsgerüst abgetragen, während das Bindemittel nur sekundäre stabilisierende Aufgaben hat. Die Sieblinie

der Körnung enthält nur wenig Feinanteile, weist jedoch einen hohen Splittanteil auf. Die Hohlräume zwischen den Körnern werden durch Bitumen und Füller, die sogenannte Mastix, ausgefüllt, sodass sich generell für diesen Typ Asphalt ein hoher Bindemittelgehalt ergibt. Splittmastixasphalt weist eine hohe Tragfähigkeit und eine grobkörnige Oberfläche auf und wird im Straßenbau meist als Deckschicht eingesetzt [3].

**Drainasphalt** Drainasphalt ist ein offenporiger Asphalt, bei dem die Sieblinie der Gesteinskörnung im Sandbereich eine extreme Ausfallkörnung aufweist und das verbliebene Monokorngerüst sehr verformungsresistent ist. Aufgrund dieser Struktur ergibt sich ein hoher Hohlraumgehalt von 17 bis 25 Volumen-%, wobei diese Hohlräume miteinander verbunden und von außen zugänglich sind. Aus diesem Grund kann Drainasphalt einerseits sehr gut Wasser ableiten und so Aquaplaning verhindern, und andererseits Schall gut absorbieren, sodass es zu einer merklichen Lärminderung von 3 bis 6 dB(A) kommt [3].

## 2.2 Gesteinskörnungen für Asphalt

### 2.2.1 Gesteinsarten

Gesteine werden im Allgemeinen als natürliches Gemisch von Mineralen und/oder Gesteinsbruchstücken und/oder organischen Bestandteilen definiert [15]. Dabei wird hinsichtlich ihres Auftretens in der Natur zwischen Lockergesteinen (Blöcke, Steine, Kies, Sand, Schluff, Ton) und Festgesteinen (Fels) unterschieden. Teilt man natürlich vorkommende Gesteine hinsichtlich ihrer jeweiligen Entstehungsart ein, so ergeben sich drei Gruppen: Magmatite, Sedimente und Metamorphite. Während Magmatite durch Erstarrung von Gesteinsschmelze (Magma) zufolge Abkühlung entstehen, sind metamorphe Gesteine in großen Tiefen unter hohen Temperaturen und Umgebungsdrücken aus anderen Gesteinen durch Metamorphose (Gesteinsumwandlung) entstanden. Sedimente wiederum bildeten sich durch Ablagerung von organischen oder mineralischen Lockermaterialien über sehr lange geologische Zeiträume.

Neben den zuvor genannten natürlich vorkommenden Gesteinsarten gibt es auch künstlich hergestellte Gesteine, wie beispielsweise Hochofenschlacke oder recycelten Beton.

Die Eignung für den Straßenbau stellt sich je nach Gesteinsart teils sehr unterschiedlich dar: Während zum Beispiel Diabas und Basalt eine gute Bitumenhaftung bei großer Zähigkeit sowie Härte aufweisen und somit sehr gute Ausgangsmaterialien darstellen, sind Glimmer und Moskovit für den Straßenbau ungeeignet, da sie leicht spaltbar und quellfähig sind. Die Herstellung von Gesteinskörnungen erfolgt in einem Steinbruch, in dem zuerst durch Sprengung und Bohren Fels abgetragen und zur Gesteinsbrechanlage transportiert wird. Dort erfolgt die Zerkleinerung des Gesteins in Backenbrechern, Kreiselbrechern oder Prallmühlen bis zur gewünschten Endkorngröße von einigen Millimetern Durchmesser [3].

### 2.2.2 Korngrößen

Die Gesteinskörnung, also das Gemisch aus körnigem Gesteinsmaterial, das beispielsweise im Straßenbau Verwendung findet, enthält verschiedene Anteile an kleineren und größeren Gesteinskörnern. Wird sie einer Siebung unterzogen, so erhält man eine Fraktionierung des Gemisches in grobe, feine und sehr feine Anteile (sogenannter Füller), wobei die maßgebende geometrische

Größe der Korndurchmesser ist. Der Größtkorndurchmesser wird dabei mit  $D$  bezeichnet, während der Durchmesser des kleinsten Gesteinskorns mit  $d$  bezeichnet wird:

- grobe Körnung:  $D \leq 45 \text{ mm}$ ,  $d \geq 2 \text{ mm}$
- feine Körnung:  $D \leq 2 \text{ mm}$ , überwiegender Teil auf Sieb mit Maschenweite  $0,063 \text{ mm}$
- Füller:  $D \leq 0,063 \text{ mm}$

Im Zusammenhang mit der Herstellung von Gesteinskörnungen mittels Siebung sind die Begriffe Kornklasse und Korngruppe von großer Bedeutung.

Ist von Korngruppe die Rede, so meint man eine Gesteinskörnung mit einem Minstdurchmesser  $d$  und einem Größtkorndurchmesser  $D$ , wobei in dieser Körnung auch ein kleiner Anteil an kleineren (Unterkorn) und größeren Körnern (Überkorn) enthalten ist.

Mit dem Begriff Kornklasse wird hingegen eine Gesteinskörnung bezeichnet, die zwar ebenfalls einen kleinsten Korndurchmesser  $d$  und einen Größtkorndurchmesser  $D$  aufweist, jedoch keine Körner, deren Durchmesser außerhalb dieses Intervalls liegen, sodass sowohl Unter- als auch Überkorn vollständig fehlen [3].

## 2.3 Bitumen

### 2.3.1 Allgemeines

Bitumen ist ein durch Aufarbeitung geeigneter Erdöle gewonnenes schwerflüchtiges, dunkelfarbiges Gemisch verschiedener organischer Substanzen, deren elasto-viskoses Verhalten sich mit der Temperatur ändert [13]. Zwar gibt es auch natürliche Bitumenquellen, beispielsweise auf der karibischen Insel Trinidad, wo aus dem Untergrund aufsteigendes Naturbitumen sich mit Gestein vermischt und einen Asphaltsee an der Oberfläche bildet; doch abgesehen von derartigen Ausnahmefällen erfolgt die Gewinnung von Bitumen in Erdölraffinerien [14]. Bitumen stellt chemisch gesehen ein kolloidales System dar, in dem eine disperse Phase (Asphaltene) in einer kontinuierlichen Phase aus hochsiedenden Ölen (Maltene) in stabiler Verteilung vorliegt. Art, chemische Zusammensetzung und vor allem der Anteil der beiden Phasen sind entscheidend für die Eigenschaften von Bitumen [4].

### 2.3.2 Bitumengewinnung

Bitumen wird in Erdölraffinerien bei der stufenweisen Erwärmung von Rohöl, der sogenannten fraktionierten Destillation, gewonnen. Zuerst wird aus dem Erdöl in Röhrenöfen bei Temperaturen von  $350$  bis  $400^\circ\text{C}$  unter Atmosphärendruck Benzin, Petroleum sowie Diesel- und Heizöl abgetrennt, also fraktioniert. Der übrig gebliebene Rückstand wird im nächsten Schritt in Destillationstürmen bei Temperaturen von  $350$  bis  $380^\circ\text{C}$  unter nahezu Vakuum ( $4$  bis  $7 \text{ kPa}$ ) unter Abtrennung weiterer schwererer Erdölbestandteile zu den verschiedenen Arten von Destillationsbitumen weiterverarbeitet [2].

### 2.3.3 Bitumensorten

#### 2.3.3.1 Destillationsbitumen

Unter Destillationsbitumen werden Straßenbaubitumen und Hochvakuumbitumen verstanden, da sie ausschließlich mittels Destillation gewonnen werden.

**Straßenbaubitumen:** Als Straßenbaubitumen werden jene Bitumen bezeichnet, die beim Bau und bei der Erhaltung von Verkehrsflächen verwendet werden. In Europa werden die am häufigsten verwendeten Sorten von Straßenbaubitumen durch ihre Nadelpenetration bei 25 °C definiert. Weichere Sorten als diese werden als Weichbitumen bezeichnet und durch ihre Viskosität bei 60 °C charakterisiert und definiert. Hartes Straßenbaubitumen wird für den Bau von hochfestem Asphalt verwendet [4].

**Hochvakuumbitumen:** Hochvakuumbitumen besitzt eine harte bis spröde Konsistenz. Seine Anwendung findet es beispielsweise für Gussasphaltestriche in Innenräumen oder auch für Bautenschutzlacke[2]. Diese Art von Bitumen wird mittels Hochvakuumdestillation hergestellt, also unter noch stärker reduziertem Druck. Die wirtschaftliche Bedeutung von Hochvakuumbitumen ist insgesamt jedoch gering [4].

### 2.3.3.2 Oxidationsbitumen

Die Konsistenz von Oxidationsbitumen ist hart bis elastisch. Es entsteht durch Einblasen von Luft in heißflüssige weiche Destillationsbitumen und werden deshalb auch als geblasene Bitumen bezeichnet [2]. Durch die Anlagerung des Luftsauerstoffes erhöht sich der Anteil der Asphaltene in der Stoffzusammensetzung, was zu einer deutlichen Verhärtung des Bitumens führt [4]. Aufgrund seiner geringen Haftfestigkeit kann es nur industriell verarbeitet werden und wird deswegen auch als Industriebitumen bezeichnet [2].

### 2.3.3.3 Fluxbitumen

Durch Mischen von bestimmten Bitumensorten mit Fluxölen entsteht sogenanntes Fluxbitumen. Fluxöle sind hochsiedende Kohlenwasserstoff-Lösemittel bzw. Verdünnungsmittel. Diese Art von Bitumen enthält einen sehr hohen Öl- bzw. Maltengehalt und ist deshalb sehr weich, leicht verarbeitbar und aufgrunddessen plastischer und verformbarer als Straßenbaubitumen. Derartige Bitumen finden ihre Anwendung hauptsächlich im ländlichen Straßenbau, wenn auf nicht ausreichend tragfähigem Untergrund gebaut wird oder Flexibilität aus anderen Gründen erforderlich ist [4].

### 2.3.3.4 Kaltbitumen

Um Kaltbitumen zu erzeugen, wird auch hier Bitumen mit anderen Komponenten vermischt: es handelt sich hierbei um leichtflüchtige Lösemittel wie beispielsweise Benzin oder Benzol. Sie binden durch Verdunstungsprozesse relativ schnell ab und sind aufgrund der leicht flüchtigen Bindemittel feuergefährlich. Zur Anwendung kommen diese Bitumensorten überwiegend nur für kleine Flächen und bei Wegen mit untergeordneter Bedeutung [2].

### 2.3.3.5 Polymermodifizierte Bitumen

Polymermodifizierte Bitumen sind industriell hergestellte Bitumen, deren rheologische Eigenschaften bei der Herstellung durch Verwendung eines oder mehrerer organischer Polymere modifiziert worden sind. Sie besitzen einen deutlich höheren Erweichungspunkt als konventionelle Straßenbaubitumen bei gleicher Penetration und besitzen eine größere Plastizitätsspanne. Erfolgt die Polymermodifikation mit thermoelastischen oder elastomeren Kunststoffen, so erhält man hochelastische Bitumen. Aufgrund der höheren Erweichungstemperatur und den elastischen Eigenschaften sind diese Bitumen hoch verformungsbeständig. Schließlich altern polymermodifizierte Bitumen langsamer als normale Straßenbaubitumen [4]. Als Modifikationsmittel kommen

Thermoplaste wie Polyethylen und ataktisches Polypropylen, thermoelastische Kunststoffe wie Styrol-Butadien-Styrol oder Elastomere wie Polybutadien zum Einsatz [3].

### 2.3.4 Chemischer Aufbau von Bitumen

Bitumen ist ein Gemisch aus höchst- und nicht siedenden Rohölkomponenten. Es besteht aus einer sehr großen Zahl verschiedener homologen Gruppen von Kohlenwasserstoffen und zudem aus Nichtkohlenwasserstoffen wie beispielsweise organische Säuren, Salze und Sulfide. Bitumen stellt ein Kolloidsystem dar, in dem zwei unterschiedliche Gruppen kolloidal dispergierter Anteile vorliegen:

Die disperse Phase ist aus hochmolekularen Komponenten aufgebaut und besteht aus Rohölharzen und Asphaltene. In ihr ist eine Vielzahl an polaren Verbindungen, von heterozyklisch gebundenen Kohlenwasserstoffen bis hin zu eingeschlossenen anorganischen Salzen, enthalten.

Die kontinuierliche Phase besteht aus den sogenannten Maltenen, die wiederum aus Alkanen, Naphtenen und Naphtenoaromaten aufgebaut sind.

Die Bitumeneigenschaften sind direkt mit dem Verhältnis Asphaltene-Maltene verknüpft. Denn dieses verleiht dem Bitumen sein viskoelastisches Materialverhalten und ist im Asphalt verantwortlich für die Haftung am Gestein [4].

### 2.3.5 Chemische und physikalische Eigenschaften von Bitumen

Wie schon erwähnt, weist Bitumen viskoelastisches Materialverhalten auf, was bedeutet, dass sein Verhalten je nach Temperatur und Belastung entweder eher viskos oder mehr elastisch ist. Außerdem weist es zwar nur eine sehr geringe Beständigkeit gegen Feuer und Wärme auf, besitzt aber eine große thermische Ausdehnung. Bitumen ist wasserabstoßend und dichtet aufgrund seines hohen Diffusionswiderstandes gut gegen Wasser und Wasserdampf ab, weshalb es beispielsweise im Hochbau auch zur Abdichtung gegen Feuchte eingesetzt wird. Bitumen ist zwar gut witterungsbeständig, jedoch kommt es durch Kontakt mit Luft zu Oxidationsprozessen, die das Altern des Bitumens bewirken. Schließlich ist es einerseits chemisch beständig gegenüber den meisten anorganischen Säuren, Basen, Salzen und stark polaren Lösemitteln wie Alkohol und Wasser; andererseits wiederum ist Bitumen gegenüber Fetten, Ölen und artverwandten unpolaren organischen Lösungsmitteln wie Benzin, Toluol oder Trichlorethan chemisch nicht beständig [3].

### 2.3.6 Rheologische Eigenschaften von Bitumen

Die Rheologie ist die Wissenschaft, die sich mit dem Verformungs- und Fließverhalten von Materie beschäftigt [17]. Bitumen ist rheologisch besonders interessant, da es zwei verschiedenen physikalischen Gesetzen gehorcht: dem der Viskosität und dem der Elastizität [4]. Bei tiefen Temperaturen verhält sich Bitumen annähernd elastisch, somit sind die Verformungen reversibel. Der lineare Zusammenhang zwischen aufgebrachtener Spannung und resultierender Verformung wird dabei mit dem linearen Elastizitätsmodul gemäß Hooke'schem Gesetz beschrieben. Ab einem genügend hohen Temperaturbereich weist Bitumen jedoch annähernd viskoses Verhalten auf. Hier sind die Verformungen nicht mehr reversibel und es gibt einen proportionalen Zusammenhang zwischen Schubspannung und Schergefälle, wobei der Proportionalitätsfaktor die temperaturabhängige Viskosität ist. Der gebrauchrelevante Temperaturbereich für Bitumen liegt zwischen dem rein elastischen bzw. rein viskosen Bereich. Dort ist die Viskosität nicht nur temperaturabhängig, sondern auch beeinflusst von der aufgetragenen Schubspannung, weshalb Bitumen hier somit viskoelastisches Verhalten aufweist. Durch die Berücksichtigung viskoser Anteile zu dem ansonsten rein elastischen Verformungsverhalten gewinnt die Beanspruchungsdauer eine wichtige Rolle hinsichtlich der bleibenden Formänderung des Bitumens [16] [4]. Aufgrund seines viskoelastischen

Materialverhaltens treten bei Bitumen die Phänomene Relaxation und Kriechen auf. Kriechen beschreibt den Umstand, dass die Deformation eines Materials nach Aufbringen einer konstanten Belastung nicht ebenfalls konstant bleibt, sondern mit fortschreitender Zeit zunimmt. Mit Relaxation wird das Phänomen bezeichnet, dass ein Material bei zeitlich konstanter Deformation abnehmende Spannungen aufweist. Das Relaxationsvermögen von Bitumen hat beispielsweise zur Folge, dass Asphalt gewisse Spannungen, insbesondere temperaturinduzierte Spannungen, mit der Zeit abbauen kann, sodass die Rissbildung aufgrund thermischer Beanspruchung vermindert wird [9].

## 2.4 Prüfverfahren

### 2.4.1 Prüfverfahren für Bitumen

Bitumen kann im Labor unterschiedlichsten Prüfungen unterzogen werden, um beispielsweise bestimmte mechanische, rheologische oder chemische Eigenschaften der untersuchten Bitumenprobe zu bestimmen. Man unterscheidet hier zwischen konventionellen und gebrauchsverhaltensorientierten Prüfmethoden:

#### 2.4.1.1 Konventionelle Prüfverfahren

Die konventionellen Untersuchungsmethoden sind historisch entstanden und wurden laufend apparativ verbessert, sie sind jedoch letztendlich immer noch empirische Verfahren. Sie werden nach wie vor in Österreich und ganz Europa angewendet [4]. Sie sind kostengünstig, rasch und mit relativ wenig Aufwand im Labor durchzuführen. Die Nachteile dieser Testverfahren liegen jedoch vor allem darin, dass sie keine direkte praxisrelevante Beurteilung des Bitumens erlauben und die Bindemittel nicht bei den in der Asphaltstraße auftretenden Temperaturen geprüft werden [4]. Es folgt nun eine kurze Beschreibung der wichtigsten konventionellen Prüfverfahren mit den jeweils getesteten Parametern:

**Penetration:** Dieser Versuch beziehungsweise dessen Versuchsergebnis stellt die Grundlage dar für die Einteilung der im Straßenbau verwendeten Bitumensorten [3]. Gemessen wird die sogenannte Penetration, die ein Maß für die Härte des Bindemittels darstellt und definiert ist als die Eindringtiefe einer genormten Nadel. Sie wird dabei bei einer Temperatur von 25 °C über eine Dauer von 5 Sekunden mit einer Masse von 100 g belastet. Die Eindringtiefe wird in Zehntelmillimetern angegeben (siehe Abbildung 2.1). Je geringer die Tiefe ist, desto härter ist das untersuchte Bitumen. Genormt ist dieser Versuch in EN 1426 [4].

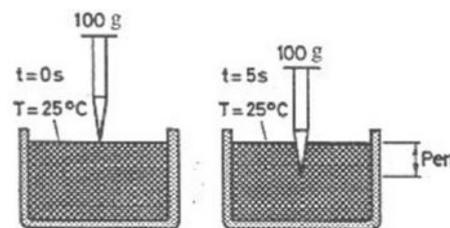


Abb. 2.1: Penetrationsversuch schematisch [3]

**Erweichungspunkt Ring und Kugel:** Wie schon erwähnt, ist Bitumen kein Material, das nur aus einer Stoffart besteht; vielmehr bezeichnet Bitumen ein Gemisch vieler verschiedener Stoffe,

die alle jeweils einen spezifischen Schmelzpunkt aufweisen. Daher kann auch keine definierte Temperatur existieren, bei der Bitumen schlagartig den Aggregatzustand, beispielsweise von fest zu flüssig, ändert. Stattdessen wird Bitumen beim Erwärmen sukzessive immer weicher, bis es nahezu flüssig ist. Man spricht an dieser Stelle vom sogenannten Erweichungspunkt [4]. Dieser wird mittels Ring und Kugel ermittelt und definiert sich wie folgt: Auf einen mit Bitumen ausgefüllten kleinen Stahlring wird eine genormte Stahlkugel gelegt. Die Temperatur wird gleichmäßig erhöht, sodass das Bitumen sich erwärmt, weicher wird und die Kugel den Bitumenfilm immer stärker verformt. Diejenige Temperatur, bei der eine vorher definierte Verformung eintritt, wird dabei aufgezeichnet. Es gilt allgemein, dass härtere Bitumen einen höheren Erweichungspunkt besitzen. Dieses Verfahren ist in EN 1427 genormt (siehe Abbildung 2.2) [4].

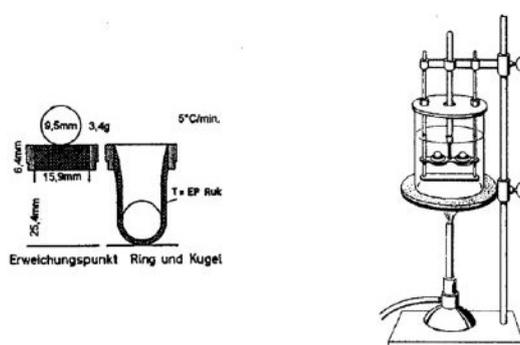


Abb. 2.2: Erweichungspunkt Ring und Kugel schematisch [3]

**Brechpunkt nach Fraaß:** Dieser in EN 12593 genormte Versuch dient zur Beschreibung der Tieftemperatureigenschaften von Bitumen, indem der sogenannte Brechpunkt bestimmt wird. Dabei handelt es sich um jene Temperatur, bei der eine auf ein Stahlplättchen aufgeschmolzene dünne Schicht aus Bitumen bricht beziehungsweise reißt, wenn das Plättchen unter festgelegten Bedingungen gebogen wird. Der Versuch erfolgt in einer Prüfapparatur, in der das Plättchen befestigt und in ein Kühlmedium eingebracht wird. Danach wird die Temperatur konstant um 1 °C pro Minute abgesenkt, während gleichzeitig das Plättchen mit einer Biegebeanspruchung beaufschlagt wird. Zu dem Zeitpunkt, an dem man Risse in der Bitumenschicht erkennen kann, wird die entsprechende Temperatur registriert und dokumentiert. Diese Temperatur wird als Brechpunkt bezeichnet (siehe Abbildung 2.3) [4].

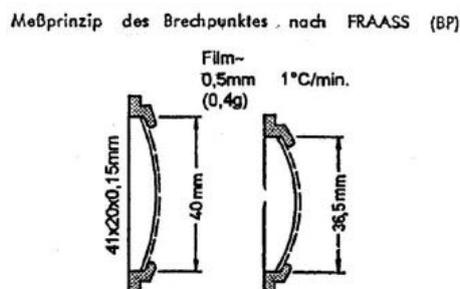


Abb. 2.3: Brechpunkt nach Fraaß schematisch[3]

**Plastizitätsspanne-Gebrauchsspanne:** Für die Ermittlung der Plastizitätsspanne bzw. Gebrauchsspanne von Bitumen ist kein eigener Versuch notwendig, sondern dessen Ermittlung ergibt sich aus dem Erweichungspunkt und aus dem Brechpunkt nach Fraaß. Für die straßenbautechnische Anwendung ist Bitumen unterhalb der Brechpunkttemperatur zu spröde, jedoch oberhalb des Erweichungspunkts zu weich. Zwischen beiden Temperaturen liegt ein Zustandsbereich zähplastischen Materialverhaltens, den man als Plastizitätsspanne oder Gebrauchsspanne bezeichnet. Straßenbaubitumen besitzen üblicherweise eine Plastizitätsspanne von 50 bis 60°C [4].

**Kraft-Duktilität:** Bei diesem Versuch erfolgt eine synchrone Erfassung von Weg und Zugkraft im Duktilometer. Dabei wird die zu untersuchende Bitumenprobe bei einer Temperatur von 5 °C mit einer Geschwindigkeit von 50 mm/min bis zum Bruch gezogen (siehe Abbildung 2.4). Der Messwert ist die Länge in Zentimetern, um die das Bitumen bis zum Reißen gestreckt werden konnte. Sie stellt ein Maß für die innere Kohäsion von Bitumen dar. Dieser Versuch ist nach EN 13703 genormt und wird für polymermodifizierte Bitumen angewendet, um deren Streckeigenschaften zu ermitteln [4] [3].

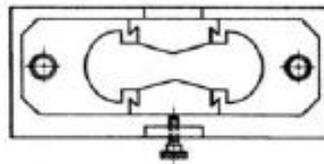


Abb. 2.4: Kraft-Duktilität schematisch [14]

**Elastische Rückstellung:** Bei diesem Versuch wird der Grad der Modifizierung von polymermodifizierten Bitumen bestimmt. Gemäß der entsprechenden Prüfnorm EN 13398 wird eine Bitumenprobe mit einer Geschwindigkeit von 50 mm/min bis zu einer Länge von 20 cm gestreckt und der entstandene Bitumenfaden danach in der Mitte durchgeschnitten. Nach 30 Minuten wird der Abstand zwischen den Enden der beiden Halbfäden gemessen und die elastische Rückstellung in Prozent zur Ausziehlänge berechnet (siehe Abbildung 2.5) [12].



Abb. 2.5: Elastische Rückstellung schematisch [14]

### 2.4.1.2 Gebrauchsverhaltensorientierte Prüfverfahren

Im Jahre 1987 rief der Kongress der Vereinigten Staaten von Amerika das Strategic Highway Research Program (SHRP) ins Leben. Dabei handelte es sich um ein auf fünf Jahre angelegtes Forschungsprogramm mit dem Ziel, Technologien und Methoden zu entwickeln, um die Leistungsfähigkeit, Dauerhaftigkeit, Sicherheit und Effizienz der amerikanischen Autobahnen zu verbessern [22].

Die gebrauchungsverhaltensorientierten (GVO) Tests sind zwar teurer als die konventionellen; sie beanspruchen das Bitumen jedoch -wie es das Adjektiv „gebrauchungsverhaltensorientiert“ schon suggeriert- in einer Art und Weise, wie es unter realer Verkehrsbelastung und bei praxisrelevanten Temperaturen den Verhältnissen auf der Straße entspricht [3]. Somit sind auch die Testergebnisse weitaus realitätsnäher als die Resultate der konventionellen Prüfmethoden. Es sind rheologische Materialparameter ableitbar, welche dann für rechnerische Modellierungen zur Verfügung stehen. Folgende GVO-Prüfverfahren haben sich bis heute etabliert:

**Direct Tension Test:** Das hinter diesem Prüfverfahren stehende Prinzip ist dem des konventionellen Verfahrens Kraft-Duktilität sehr ähnlich. Auch hier wird Bitumen mit Hilfe eines Duktilometers so weit auseinandergezogen, bis der Bitumenfilm reißt (siehe Abbildung 2.6). Der wesentliche Unterschied zum Versuch Kraft-Duktilität besteht darin, dass beim Direct Tension Test die Tieftemperatureigenschaften bestimmt werden, indem die Bruchdehnung bei sehr tiefen Temperaturen gemessen wird. Die Bruchdehnung wird dabei in Prozent angegeben und definiert als Verhältnis zwischen der relativen Ausdehnung bis zum Bruch und der Ausgangslänge. Erweist sich die Bruchdehnung als hoch, so ist das getestete Bitumen duktil, andernfalls spröde [4] [3].

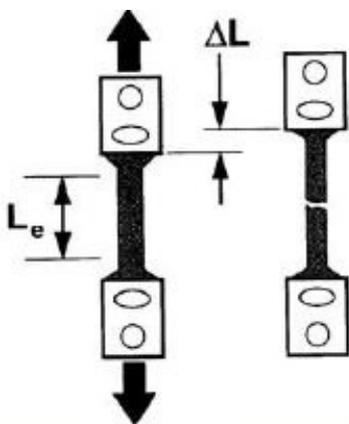


Abb. 2.6: Direct Tension Test schematisch [3]

**Biegebalkenrheometer:** Dieser Versuch, der in der Norm EN 14771 beschrieben ist, hat zum Ziel, das Tieftemperaturverhalten von Bitumen unter Einfluss von Biege- bzw. Zugspannungen zu beurteilen. Die Berücksichtigung von Zugspannungen ist deshalb wichtig, da sich Bitumen -wie die meisten anderen Stoffe- beim Abkühlen zusammenzieht. Im Asphalt enthaltenes Bitumen wird an der Kontraktion behindert, sodass sich im Bitumen Zugspannungen aufbauen. Werden diese zu groß und überschreiten schließlich die Zugfestigkeit des Asphaltes, entstehen Kälterisse. Zur Versuchsdurchführung wird ein aus Bitumen bestehender Quader beziehungsweise Balken, der an seinen beiden Enden gelagert ist, in ein Kältebad aus Ethanol eingebracht und anschließend mit einer mittig angreifenden Einzelkraft belastet.

Die dadurch entstehende Balkendurchbiegung und der entsprechende Kraftaufwand werden gemessen, woraus sich die Steifigkeit in Pascal und der sogenannte  $m$ -Wert, der ein Maß für die Relaxationsfähigkeit ist, ermitteln lassen (siehe Abbildung 2.7). Je niedriger die Steifigkeit und je höher die Relaxationsfähigkeit ist, desto besser ist das Verhalten des Bitumens bei tiefen Temperaturen [4] [3].

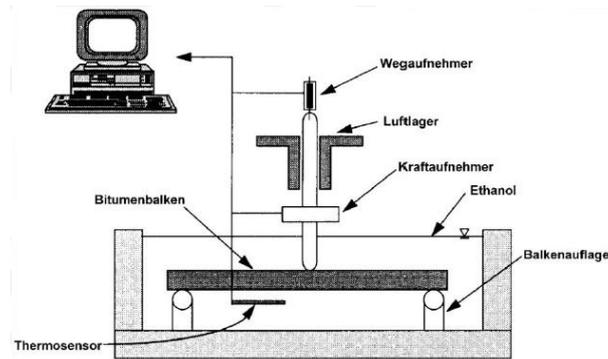


Abb. 2.7: Biegebalkenrheometer schematisch [3]

**Dynamisches Scherrheometer:** Die Rheologie ist die Wissenschaft, die sich mit dem Verformungs- und Fließverhalten von Materie beschäftigt [17]. Sie beschreibt mittels physikalischer Kennzahlen die Verformung eines Stoffes bei Beanspruchung durch äußere Kräfte. Rheometer sind Geräte, die eine Messung dieser Kennzahlen erlauben. Beim Dynamischen Scherrheometer wird die zu prüfende Bitumenprobe zwischen zwei horizontal liegenden, kreisrunden Platten eingebracht. Die untere Platte wird festgehalten, während die obere Platte oszillierend hin- und herrotiert und dadurch die Bitumenprobe deformiert (siehe Abbildung 2.9). Die Position eines Punktes auf der oszillierenden Platte kann gemäß Abbildung 2.8 mittels einer Sinuskurve beschrieben werden. Dadurch ergeben sich auch für den Verlauf der aufgetragenen Scherspannung und für die dadurch induzierte Scherdeformation sinusförmige Verläufe über die Zeit. Darauf aufbauend kann die Apparatur den komplexen Schubmodul und den Phasenverschiebungswinkel bestimmen, aus denen dann die Prüfgrößen Verformungsresistenz und Ermüdungsresistenz des Bitumens errechnet werden können [4] [3]. Dieser Versuch ist in der Norm EN 14770 geregelt.

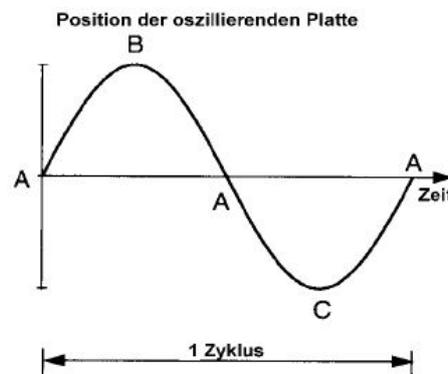


Abb. 2.8: Sinusförmige Oszillation der rotierenden Platte des DSR [3]

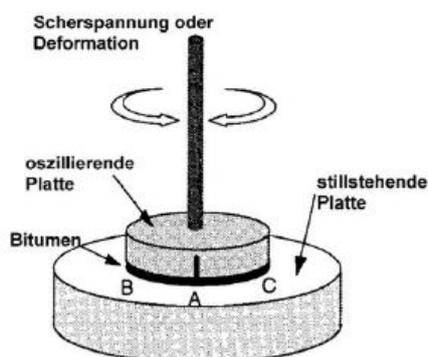


Abb. 2.9: Dynamisches Scherrheometer schematisch [3]

**Rotations-Viskosimeter:** Das Rotations-Viskosimeter ist ein Prüfgerät, das aus einem System aus zwei koaxialen Zylindern besteht, bei dem der äußere Zylinder still steht, während der innere (Spindel) mit einer Umdrehungsgeschwindigkeit von 20 Umdrehungen pro Minute rotiert (siehe Abbildung 2.10). Das Gerät misst das Drehmoment, welches das Bitumen den Umdrehungen entgegengesetzt. Daraus errechnet sich die dynamische Viskosität als Prüfgröße. Durch diesen in der Norm EN 13302 beschriebenen Versuch wird die Verarbeitbarkeit des Bitumens geprüft, also seine Eignung bezüglich Pumpen, Mischung und Einbau [3].

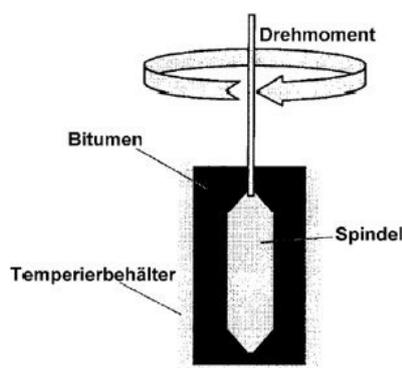


Abb. 2.10: Rotationsviskosimeter schematisch [3]

## 2.4.2 Prüfverfahren für Asphalt

Analog zu Bitumen kann auch Asphalt im Labor verschiedensten Prüfungen unterzogen werden, um beispielsweise bestimmte rheologische, mechanische oder chemische Eigenschaften zu bestimmen. Man unterscheidet hier ebenso zwischen konventionellen und gebrauchsverhaltensorientierten Prüfmethoden:

### 2.4.2.1 Konventionelle Prüfverfahren

Die konventionellen Untersuchungsverfahren sind historisch entstanden und wurden laufend apparativ verbessert, sie sind jedoch letztendlich immer noch empirische Verfahren. Sie kommen nach wie vor unter anderem in Österreich zur Anwendung. Derartige Prüfungen erfolgen mit

relativ kostengünstigen Geräten und sind vergleichsweise einfach in der Handhabung. Die Nachteile dieser Testverfahren liegen jedoch vor allem darin, dass der geprüfte Asphalt im Zuge dieser Tests nicht so beansprucht wird, wie das in der Realität unter Verkehrs- und Klimabelastung der Fall ist. Außerdem sind aus diesen Versuchen keine materialspezifischen Kenngrößen ableitbar [3]. Es folgt nun eine kurze Beschreibung der wichtigsten konventionellen Prüfverfahren mit den jeweils getesteten Parametern:

**Beständigkeit gegen Enteisungsmittel:** Bei diesem Versuch nach EN 12697-41 wird der Widerstand des Asphalts gegen bestimmte chemische Auftaumittel wie beispielsweise Acetat- oder Formiat-Lösungen bestimmt. Der Kern dieser Methode ist es, die Oberflächenzugfestigkeit eines Asphaltprobekörpers zu bestimmen, nachdem er in chemischem Auftaumittel gelagert wurde. Der erste Schritt dabei ist es, in genau festgelegten Prüfoberflächen der insgesamt 8 zylindrischen Probekörper jeweils eine Nut von 5 mm Tiefe her auszubohren. Danach erfolgt die Lagerung von 4 Probekörpern in dem chemischen Auftaumittel, die anderen 4 Probekörper werden nicht dem Mittel ausgesetzt. Anschließend wird allen Probekörpern ein Stempel aus Stahl mittels Klebstoff appliziert und dieser mit einer ansteigenden Zugkraft so lange senkrecht zur Probekörperoberfläche gezogen, bis die Bruchlast erreicht ist [3].

**Wasserempfindlichkeit:** Für die Untersuchung der Wasserempfindlichkeit stehen gemäß EN 12697-12 drei verschiedene Verfahren (Verfahren A, B und C) zur Verfügung: Bei Variante A wird eine Gruppe zylindrischer Asphaltprobekörper in zwei Untergruppen eingeteilt: Während die erste Teilgruppe trocken gelagert wird, wird die zweite Teilgruppe im Wasserbad gelagert. Danach werden indirekte Zugfestigkeitsprüfungen an allen Probekörpern durchgeführt und das Verhältnis der indirekten Zugfestigkeit der in Wasser gelagerten Untergruppe zur indirekten Zugfestigkeit der trocken gelagerten Probekörper bestimmt. Mit dem Verfahren B wird die Druckfestigkeit von zylindrischen Asphaltprobekörpern bestimmt, wobei auch hier wieder eine Gruppe von Probekörpern in zwei Untergruppen aufgeteilt wird: Während die Probekörper der ersten Gruppe bei 50 % Luftfeuchtigkeit gelagert werden, wird die zweite Teilgruppe in Wasser gelagert. Danach werden die Druckfestigkeiten bestimmt und das Verhältnis der Druckfestigkeit der in Wasser gelagerten Probekörper zu jener der trocken gelagerten Probekörper bestimmt. Bei der Untersuchung der Wasserempfindlichkeit nach Verfahren C wird eine Asphaltprobe mit Wasser gemischt. Anschließend wird durch eine Filtration der Anteil des sich lösenden Asphaltmaterials ermittelt. Als Haftwert gilt der Filtrerrückstand aus getrockneten Feinanteilen und Bitumen [7].

**Widerstand gegen Spikereifen:** Um den Widerstand von Asphaltprobekörpern gegen mit Spikes bestückten Reifen zu testen, stehen zwei verschiedene Prüfverfahren gemäß der Norm EN 12697-16 zur Auswahl: Bei dem ersten Verfahren wird ein zylindrischer Probekörper zunächst auf 5 °C temperiert und anschließend für eine Dauer von 15 Minuten durch Abrieb mit 40 Stahlkugeln abgenutzt (Abbildung 2.11). Zuzufolge des Abriebs verringert sich die Höhe des Probekörpers; dieser Höhenverlust wird in Millimetern gemessen, aufgezeichnet und als Abriebwert angegeben. Auch beim alternativen Verfahren wird ein zylinderförmiger Probekörper zu Beginn auf eine Temperatur von 5°C gebracht. Hier wird er jedoch danach durch zwei Spikereifen über eine Dauer von 2 Stunden nass abgenutzt. Der dadurch entstehende Volumenverlust in Kubikzentimeter wird aufgezeichnet und als Abriebwert angegeben [3].



Abb. 2.11: Abrieb eines Probekörpers mittels Stahlkugeln [3]

**Affinität von Gesteinskörnung und Bitumen:** Dieses in der Norm EN 12697-11 geregelte Prüfverfahren untersucht die Haftung des Bitumens am Gestein und somit die Anfälligkeit für das Ablösen des Bindemittels von der Gesteinskörnung. Bei dem dabei verwendeten sogenannten Flaschen-Rollverfahren wird eine Probe von vorher gemischtem Asphaltmischgut in eine mit Wasser gefüllte Flasche gegeben (Abbildung 2.12). Diese wird danach mittels eines Rollgerätes mehrmals gedreht und schließlich durch eine visuelle Prüfung festgestellt, ob und in welchem Maße vorher mit Bitumen umgebene Körner freigelegt worden sind. In erster Linie wird dieses Verfahren verwendet, um optimale Rezepturen für Asphaltmischgut erstellen zu können [3].



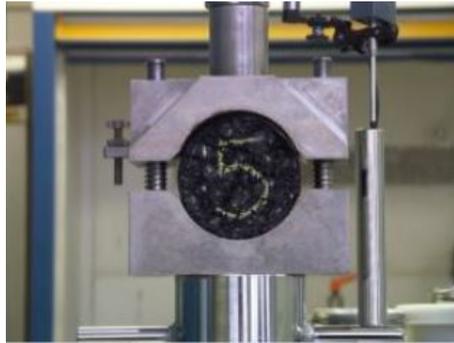
Abb. 2.12: Flaschen-Rollverfahren [3]

**Spurbildungstest:** Bei dieser Prüfung nach EN 12697-22 wird die Verformungsanfälligkeit des Asphaltes bei Belastung ermittelt. Dies geschieht durch ein vom Prüfgerät betriebenes belastetes Rad, welches mittels mehrfacher Überrollung des Asphaltes bei konstanter Temperatur in ihm eine Spurrinne erzeugt (Abbildung 2.13). Diese Methode eignet sich sowohl zur Prüfung von im Labor hergestellten Probekörpern als auch zur Untersuchung von Probekörpern aus einer bestehenden Verkehrsfläche [4] [3].



Abb. 2.13: Spurbildungsgerät [3]

**Marshallprüfung:** Durch diesen Versuch nach EN 12697-34 werden Stabilität, Fließwert und Marshallquotient von Marshallprobekörpern bestimmt. Diese zylindrischen Probekörper werden zuerst mit dem Schlagverdichter-Verfahren (Marshallhammer) hergestellt. Danach werden die Probekörper für mindestens 30 Minuten auf 60 °C temperiert. Die Prüfung erfolgt danach in der Marshallprüfpresse (Abbildung 2.14), die die Marshallprobekörper bis über die Höchstkraft hinaus verformt und die gemessenen Werte Stabilität und Fließwert in einem Kraft-Verformungs-Diagramm aufzeichnet. Der Marshallquotient errechnet sich aus den beiden Messwerten als Verhältnis von Stabilität zum Fließwert [3] [4].



**Abb. 2.14:** Marshallprüfung [3]

**Treibstoffbeständigkeit:** Die Untersuchung von Asphalt auf Treibstoffbeständigkeit erfolgt gemäß EN 12697-43 und kann anhand von Bohrkernen aus einer Fahrbahn oder im Labor hergestellten Probekörpern durchgeführt werden. Hierbei wird der Probekörper zunächst in flüssigem Treibstoff gelagert und danach mit einer Stahlbürste maschinell überstrichen. Der Materialverlust, den der Probekörper dadurch erleidet, ist ein Maß für die Beständigkeit des entsprechenden Asphalts gegenüber dem betreffenden Treibstoff [3].

**Wasserdurchlässigkeit:** Bei diesem Versuch gemäß EN 12697-19 wird eine Wassersäule auf einen zylindrischen Asphaltprobekörper aufgebracht, wobei der Wasserstand stets konstant gehalten wird. Der Probekörper wird vom Wasser -je nach Versuchsanordnung- entweder horizontal oder vertikal bei Umgebungstemperatur durchströmt, sodass sich als Ergebnis der horizontale beziehungsweise vertikale Durchlässigkeitsbeiwert ergibt [3].

#### 2.4.2.2 Gebrauchsverhaltensorientierte Prüfverfahren

Auch die gebrauchsvorhaltensorientierten Prüfmethothen für Asphalt haben ihren Ursprung im US-amerikanischen Strategic Highway Research Program. Die entsprechenden Prüfungen sind moderner und komplexer als die konventionellen. Ein Vorteil dieser Methoden ist, dass der Asphalt über das gesamte Temperaturspektrum realitätsnah beansprucht wird. Zudem sind hier -im Gegensatz zu den Konventionellen- durchaus materialspezifische Kenngrößen ableitbar. Nachteilig ist, dass die dafür nötigen Prüfapparaturen relativ teuer sind und der Aufwand für diese Tests erheblich größer ist [3].

Folgende GVO-Prüfverfahren haben sich bis heute etabliert:

**Abkühlprüfung (TSRST):** In Straßen eingebauter Asphalt wird im Winter mitunter extremen Abkühlungsraten ausgesetzt. Aufgrund dieser Abkühlung versucht sich der Asphalt zusammenzuziehen, was ihm jedoch nicht gelingt, da er in der Straße eingespannt ist und somit

seine Volumensänderung verhindert ist. Dadurch kommt es im Asphalt zum Aufbau von Zugspannungen, die jedoch zum Teil durch Relaxation wieder abgebaut werden, da das Bindemittel Bitumen viskoelastisches Materialverhalten aufweist. Die Relaxationsfähigkeit verringert sich mit sinkender Temperatur und es treten Risse im Asphalt auf, die sich auf der Straße als quer bzw. längs zur Straßenachse verlaufende Risse bemerkbar machen. Um das Auftreten dieser Risse besser verstehen zu können, wurde die Abkühlprüfung TSRST (Tensile Stress Restrained Specimen Test) entwickelt, die in der Norm EN 12697-46 geregelt ist. Bei dieser Prüfung wird ein prismatischer Asphaltprobekörper derart in eine Prüfvorrichtung eingebaut, dass die Länge des Probekörpers konstant bleibt und zu Beginn keine Spannungen vorhanden sind (Abbildung 2.15). Anschließend wird, ausgehend von einer Einbautemperatur von  $+10\text{ °C}$ , die Temperatur mit einer Abkühlrate von 10 Kelvin pro Stunde so lange verringert, bis der Probekörper die entstehenden kryogenen Zugspannungen nicht mehr ertragen kann und Risse im Asphalt auftreten bzw. der Probekörper reißt. Die Temperatur, bei der dies geschieht, wird ebenso aufgezeichnet wie der Verlauf der Zugspannungen im Probekörper während des Abkühlvorgangs, sodass man als Ergebnis der Prüfung die Bruchtemperatur und die zugehörige Bruchspannung erhält [14].

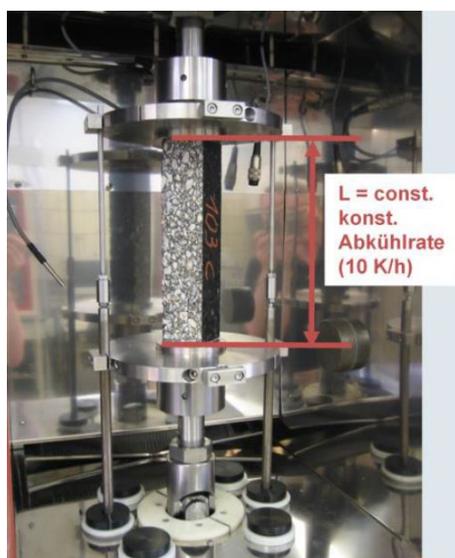


Abb. 2.15: TSRST-Prüfvorrichtung [14]

**Einaxiale Kältezugsprüfung (UTST):** Die gemäß der Norm EN 12697-46 durchgeführte einaxiale Kältezugsprüfung UTST (Uniaxial Tensile Strength Test) ermittelt die maximale Zugfestigkeit eines Asphaltmischguts in Abhängigkeit seiner Temperatur. Dabei wird ein in der Prüfvorrichtung eingespannter Probekörper bei konstanter Temperatur mit einer konstanten Geschwindigkeit von 1 mm/min bis zum Materialversagen auseinandergezogen (Abbildung 2.16). Dies geschieht für drei Probekörper des gleichen Asphalttyps, sodass je Temperaturniveau drei Werte für die Zugfestigkeit und die entsprechende Bruchdehnung erhalten werden. Nach einer Reihe von Versuchen bei verschiedenen Temperaturen kann man die Mittelwerte der Zugfestigkeiten mittels einer Regressionskurve darstellen, die den Verlauf der Zugfestigkeiten über die jeweilige Prüftemperatur illustriert. Kombiniert man die Ergebnisse der Kältezugsprüfung (UTST) mit jenen der Abkühlprüfung (TSRST), lässt sich die Zugfestigkeitsreserve des Asphaltmischguts bestimmen (siehe Abbildung 2.17). Diese gibt Auskunft darüber, wie viel verkehrsinduzierte Spannung das Material zusätzlich zu den kryogenen Spannungen aufnehmen kann, bis Materialversagen eintritt [14].



Abb. 2.16: UTST-Prüfvorrichtung [14]

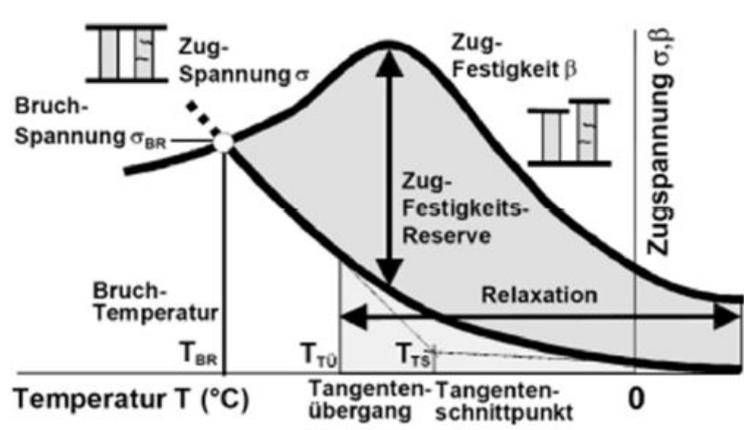


Abb. 2.17: Ermittlung der Zugfestigkeitsreserve mit den Ergebnissen aus TSRST und UTST [14]

**4-Punkt-Biegeprüfung:** Dieses Prüfverfahren ist in den Normen EN 12697-24 und EN 12697-26 geregelt und dient der Untersuchung der Ermüdungsbeständigkeit und der Ermittlung der dynamischen Steifigkeit (dynamischer Modul) des Asphaltmischguts. Dabei wird ein prismatischer Probekörper in horizontaler Lage derart in die Prüfapparatur eingebaut, dass dieser an beiden Enden auflagert, an allen Belastungs- und Reaktionspunkten horizontal verschieblich ist und gleichzeitig an diesen Stellen eine freie Rotation möglich ist (Abbildung 2.18). Während die vertikale Lage der beiden aufgelagerten Probekörper-Endpunkte unverändert bleibt, erfährt der Probekörper an zwei Stellen mittig zwischen den Auflagern eine vertikale Bewegung, sodass der Probekörper senkrecht zu seiner Längsachse durchgebogen wird. Dieser Verschiebungsvorgang erfolgt periodisch, symmetrisch zur Ausgangslage und mit sinusförmigem Verlauf.

Wenn die Steifigkeitseigenschaften des Asphaltmischguts bestimmt werden sollen, wird während der Prüfung die für die Verformung des Probekörpers erforderliche Kraft gemessen

und mit diesen Werten der dynamische Modul errechnet. Die Prüfungen erfolgen in diesem Fall bei verschiedenen Temperaturen und Frequenzen mit lediglich kleinen Dehnungsamplituden und einer geringen Anzahl an insgesamten Lastwechseln.

Um die Ermüdungseigenschaften zu ermitteln, wird die nötige Anzahl an Lastwechseln gezählt, bis sich der komplexe Steifigkeitsmodul des Asphalts auf die Hälfte seines Ausgangswerts reduziert hat (klassisches Ermüdungskriterium) [14].

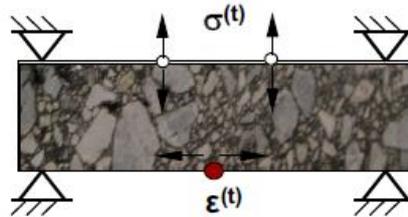


Abb. 2.18: 4-Punkt-Biegeprüfung schematisch [14]

**Triaxialer zyklischer Druckschwellversuch:** Diese Prüfung nach Norm EN 12697-25 dient der Ermittlung der Beständigkeit gegen bleibende Verformung im Falle hoher Temperaturen und somit der Anfälligkeit für Spurrinnenbildung. Ein Asphaltprobekörper mit zylindrischer Gestalt (Durchmesser 100 mm, Höhe 200 mm) wird bei konstanter, relativ hoher Temperatur von entweder 40 °C (Asphalt für Trag- und Binderschichten) oder 50 °C (Asphalt für Deckschichten) einer axialen, sinusförmigen Druckschwellbelastung mit einer Frequenz von 3 Hz und 25000 Lastwechseln unterworfen. Dabei wird gleichzeitig ein konstanter, radialer Seitendruck aufgebracht, um den Einspannungszustand des Asphalts in der Straße abzubilden (Abbildung 2.19). Als Versuchsergebnis erhält man den Verlauf der bleibenden Asphaltdeformationen in Abhängigkeit der durchgeführten Lastwechsel, dargestellt durch die sogenannte Kriechkurve. Außerdem kann daraus die Kriechrate bestimmt werden, die als Steigung im quasilinearen Bereich der Kriechkurve ablesbar ist. Dabei gilt, je größer die Kriechrate ist, desto geringer ist die Beständigkeit gegen bleibende Verformung des Asphalts [14].

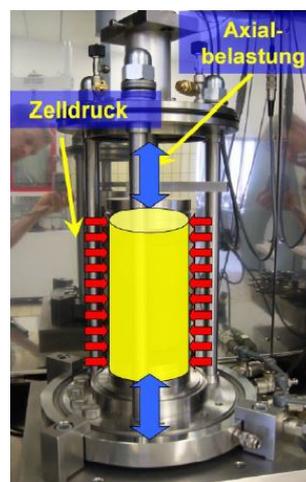


Abb. 2.19: Triaxialer zyklischer Druckschwellversuch schematisch [14]

## 2.5 Alterung

### 2.5.1 Allgemeines

Da alle geordneten Strukturen der organischen Chemie altern, macht auch Bitumen, das ein kolloidales strukturbildendes System ist, hier keine Ausnahme. Durch den Alterungsprozess ändert sich das Gebrauchsverhalten des Bitumens und es wird generell spröder und härter. Allgemein unterscheidet man folgende drei Arten der Bitumenalterung:

**destillative Alterung:** Mit diesem Begriff wird die Verdunstung noch verbliebener niedrigsiedender Komponenten aufgrund hoher Temperaturen verstanden. Sie ist im Wesentlichen eine thermische Alterung, die aufgrund von hohen Temperaturen stattfindet und eine Gleichgewichtsveränderung im Kolloidsystem bewirkt [4]. Diese Art der Alterung kommt vor allem beim Mischen des Asphalts vor.

**oxidative Alterung:** Hierbei handelt es sich um Alterung aufgrund chemischer Oxidation. Ursächlich dafür ist vor allem die Einwirkung von Luftsauerstoff, Radikalen und Ozon sowie katalytisch wirkende UV-Strahlung [4] [11]. Stark beeinflusst wird dieser Prozess zudem durch die Temperatur, die Licht- bzw. Strahlungsintensität, den Luftzutritt (Hohlraumgehalt) und der Dicke und spezifischen Oberfläche des Bitumenfilms. Die oxidative Alterung tritt sowohl schon bei der Verarbeitung des Bitumens bzw. Asphalts, als auch während der Nutzungsdauer der eingebauten Asphaltschicht auf [11].

**Strukturalterung:** Diese Art der Alterung beschreibt die Veränderung bzw. Vergröberung der Kolloidstruktur des Bitumens aufgrund der Prozesse der destillativen und oxidativen Alterung [11].

### 2.5.2 Zeitlicher Verlauf der Alterung

Betrachtet man die gesamte Lebensdauer einer im Straßenbau verwendeten Asphaltdecke, so erkennt man, dass die Alterung des Bitumens bzw. des Asphalts zeitabhängig ist. Um das Anwachsen des Grades der Alterung zu beschreiben, bedient man sich des sogenannten Alterungsindex. Dieser Index normiert den Ausgangszustand, bei dem noch kein Altern zu beobachten ist, mit 1. Ein Anwachsen der Alterung geht also mit Werten größer als 1 einher. Beträgt der Index beispielsweise 3, so ist das Bitumen drei mal so stark gealtert als zu Beginn. Um Asphalt herzustellen, muss Bitumen mit Gestein unter sehr hohen Temperaturen gemischt werden. Aufgrund der Hitze steigt während des Mischens der Alterungsindex stark an, da es hier zu einer sehr starken destillativen und auch oxidativen Alterung kommt. Danach, wenn der gemischte Asphalt gelagert, transportiert und eingebaut wird, kommt es hauptsächlich nurmehr zu oxidativer Alterung aufgrund des Luftsauerstoffs der Atmosphäre. Ebenso verhält es sich im Zeitraum danach, wenn der Asphalt über viele Jahre als Teil eines Straßenaufbaus dem Luftsauerstoff ausgesetzt ist. Während diesen Zeiträumen steigert sich die Alterung nur noch relativ langsam, was in Abbildung 2.20 deutlich zu sehen ist.

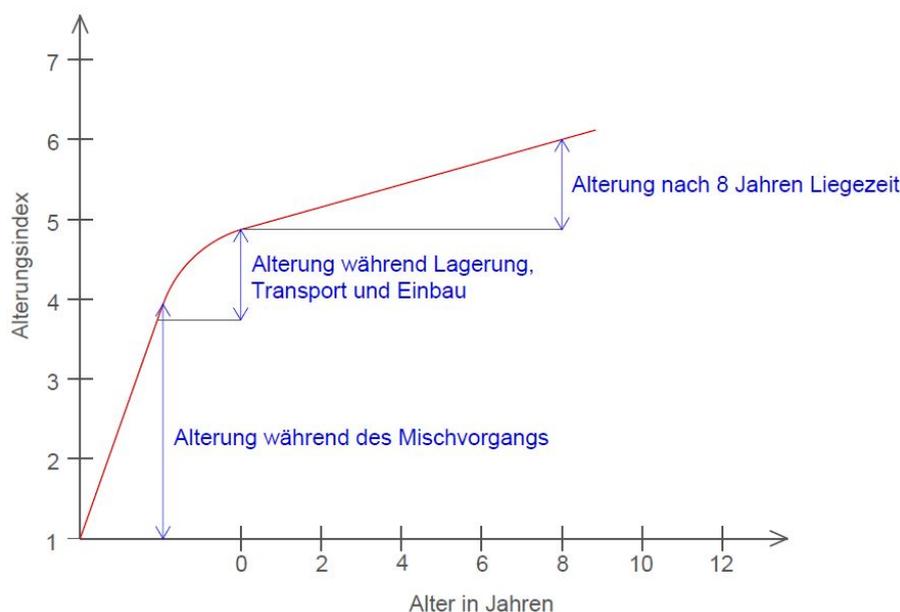


Abb. 2.20: zeitlicher Verlauf der Alterung

### 2.5.3 Laboralterungsverfahren für Bitumen

Im Laufe der letzten Jahrzehnte haben sich verschiedene Verfahren etabliert, die es erlauben, das Altern von Bitumen im Labor zu simulieren. Je nach Verfahren können die Kurzzeitalterung oder die Langzeitalterung simuliert werden.

#### 2.5.3.1 Kurzzeitalterungs-Verfahren

**RTFOT:** Die Kurzbezeichnung „RTFOT“ bedeutet „Rolling Thin Film Oven Test“ und bezeichnet ein in der Norm EN 12607-1 genormtes Laboralterungsverfahren, bei dem die Kurzzeitalterung simuliert wird. Der Alterungsprozess erfolgt dabei in einer Apparatur, dessen Kernkomponente eine rotierende Trommel ist. Entlang des Randes der Trommel befinden sich mehrere horizontal gelagerte zylindrische Flaschen, die jeweils mit 35 g der zu untersuchenden Bitumenprobe befüllt sind. Aufgrund der Rotation der Trommel bildet sich in den Flaschen ein dünner, stets fließender Bitumenfilm, sodass eine möglichst große Oberfläche des Bitumens der Oxidation ausgesetzt ist (siehe Abbildung 2.21). Die Oxidation erfolgt nun aufgrund der heißen umgebenden Luft, die für diesen Versuch auf 163 °C erwärmt ist. Es wird dabei eine Massenänderung des Bitumens aufgrund destillativer und oxidativer Einflüsse herbeigeführt [3].

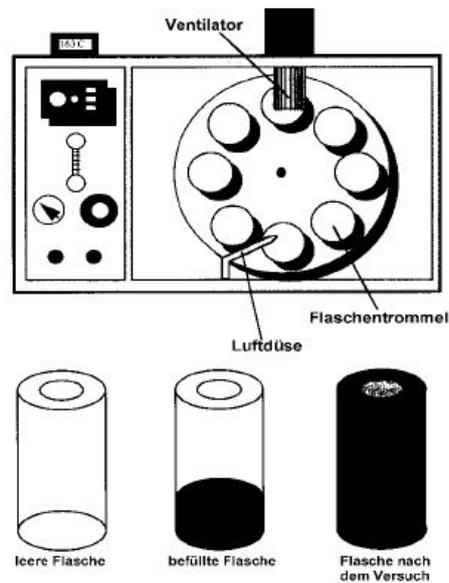


Abb. 2.21: RTFOT schematisch [14]

### 2.5.3.2 Langzeitalterungs-Verfahren

**PAV:** Das Akronym „PAV“ steht für „Pressure Aging Vessel“ und bezeichnet ein nach EN 14769 genormtes Laboralterungsverfahren, bei dem die Langzeitalterung simuliert wird. Ziel des Verfahrens ist es nämlich, die Bitumenveränderung während einer Asphaltgedauer von 5 bis 10 Jahren zu simulieren. Die Alterung mittels PAV erfolgt daher auch nur an Bitumen, das zuvor schon mittels RTFOT kurzzeitgealtert wurde. Der Alterungsvorgang erfolgt bei dieser Methode in einem mit 2,07 MPa beaufschlagten Druckkessel, in dessen Innenraum Temperaturen von wahlweise 90 °C, 100 °C oder 110 °C herrschen. Die Wahl der Temperatur hängt von den in der Praxis relevanten klimatischen Bedingungen ab. Das zu alternde Bitumen befindet sich in mehreren im Druckkessel übereinander gestapelten Blechschalen und erfährt aufgrund des hohen Luftdrucks und der hohen Temperatur eine stark beschleunigte Oxidation (Abbildung 2.22) [3].

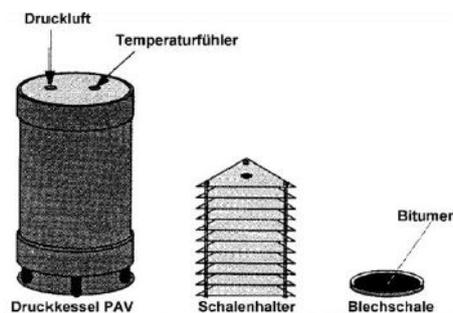


Abb. 2.22: PAV schematisch [14]

### 2.5.4 Laboralterungsverfahren für Asphalt

In den letzten Jahrzehnten wurde eine Vielzahl verschiedener Methoden entwickelt, um Asphaltmischgut im Labor zu altern [14]. Im Folgenden wird eine Auswahl davon vorgestellt, wobei

das zuletzt beschriebene Verfahren die Viennese Aging Procedure ist, die im Rahmen dieser Diplomarbeit eine zentrale Rolle spielt.

**Braunschweiger Alterungsverfahren:** Im Zuge dieser Alterungsmethode wird Asphalt nicht in Form eines festen Probekörpers untersucht, sondern in granulierter Form. Das Asphaltgranulat wird auf einem Drahtgitter gleichmäßig verteilt und das Gitter in einen Wärmeschrank gelegt. Es wird zusätzlich Luft aufgeblasen und der Asphalt wird insgesamt für eine Dauer von 96 Stunden im Wärmeschrank gealtert [18]. Erst nach dem Alterungsprozess findet die Verdichtung zu Probekörpern statt.

**Bochumer Alterungsverfahren:** Bei diesem an der Ruhr-Universität Bochum konzipierten Verfahren wird ein plattenförmiger Probekörper aus offenporigem Asphalt in einen Aluminiumbehälter eingebaut, wobei die Asphaltplatte außerdem von einer Silikonmatte umrandet wird. Um die Gasdurchströmung zu gewährleisten, ist der Boden des Behälters gelocht und der Deckel besitzt einen Lufteinlass. Der Aluminiumbehälter befindet sich außerdem in einem Wärmeschrank, dessen Innenraum eine Temperatur von 100 °C aufweist. Mittels einer Kupferrohrspirale in einem Heizbad wird die Druckluft vor dem Durchströmen erhitzt (Abbildung ??) [5].

**PAV-A:** Dieses Alterungsverfahren für Asphalt ist analog dem PAV für Bitumen (siehe 2.5.3.2). Der wesentliche Unterschied besteht also darin, dass die Alterung im Druckbehälter anstelle mit Bitumenproben nun mit Asphaltprobekörpern durchgeführt wird. Die Probekörper werden also auf einem Gestell bestehend aus mehreren Ebenen gelagert, wobei pro Ebene entweder ein zylindrischer oder zwei prismatische Probekörper platziert werden. Dieses Gestell befindet sich in einem Druckbehälter, in dem sowohl hoher Druck als auch eine hohe Temperatur herrschen [11]. Problematisch bei dieser Methode ist jedoch, dass sich die Asphaltproben durch den Druck auflockern können und dadurch eine spätere Nachverdichtung notwendig wird. Dieser Umstand kann aber dazu führen, dass das Ergebnis verfälscht wird.

**VAPro:** Das Viennese Aging Procedure (VAPro) wurde an der Technischen Universität Wien entwickelt und ist ein Laboralterungsverfahren, bei dem ein bis drei zylindrische Asphaltprobekörper übereinandergestapelt in eine Triaxialzelle eingebaut werden, welche in einen Wärmeschrank platziert wird. Dort sind sie moderaten Temperaturen ausgesetzt, welche auf Straßenoberflächen im Sommer in unseren Breiten maximal auftreten können. Gleichzeitig werden sie mit einer hochreaktiven Gasmischung durchströmt, was die beschleunigte Alterung der Probekörper zur Folge hat. Das Verfahren wird normalerweise für eine Konditionierungsdauer von mindestens drei Tagen durchgeführt. Da dieses Alterungsverfahren ein zentraler Bestandteil dieser Arbeit ist, wird es in Kapitel 3 noch einmal ausführlicher beschrieben.

# Kapitel 3

## Probekörperherstellung und vorbereitende Arbeiten

### 3.1 Materialien

#### 3.1.1 Gesteinskörnung

Das im Rahmen dieser Diplomarbeit verwendete Asphaltmischgut enthält Gestein, welches von der Hartsteinwerk Loja Betriebs GmbH gewonnen wird. Dieser Steinbruch befindet sich auf dem Territorium der Marktgemeinde Persenbeug-Gottsdorf im Bezirk Melk unmittelbar am orographisch linken Ufer der Donau. Dieses Gebiet liegt außerdem im Bereich des sogenannten Lojagrabens, welcher dem Steinbruch seinen Namen verliehen hat. Das kristalline Grundgebirge der Böhmisches Masse taucht an dieser Stelle unter die tertiären und quartären Lockergesteine des Alpenvorlandes, die südlich an den Lojagraben angrenzen.

Vorwiegend werden in diesem Steinbruch die Ganggesteine Kersantit und Granitporphyr abgebaut und aufbereitet. Dieses Gesteinsmaterial weist unter anderem sowohl eine hohe Härte und Zähigkeit als auch eine gute Polierresistenz und Frostsicherheit auf [10].

#### 3.1.2 Füller

Für den im Asphaltmischgut enthaltenen Füller wurde Kalksteinmehl verwendet. Dieses wird aus Kalkstein erzeugt, indem dieser zuerst gewaschen, anschließend gemahlen und schließlich getrocknet wird, sodass dessen Feuchtegehalt maximal 0,1 % beträgt. Nach dem Mahlvorgang ist der Füller so fein, dass er zum allergrößten Teil durch ein Sieb mit Lochweite 0,063 mm fällt. Da diese Feinanteile kein Bestandteil der gröberen Gesteinskörnung sind, sondern getrennt davon beigemischt werden, spricht man in diesem Zusammenhang auch von „Fremdfüller“ [8]. Sind die Feinanteile der groben Gesteinskörnung gemeint, spricht man von „Eigenfüller“.

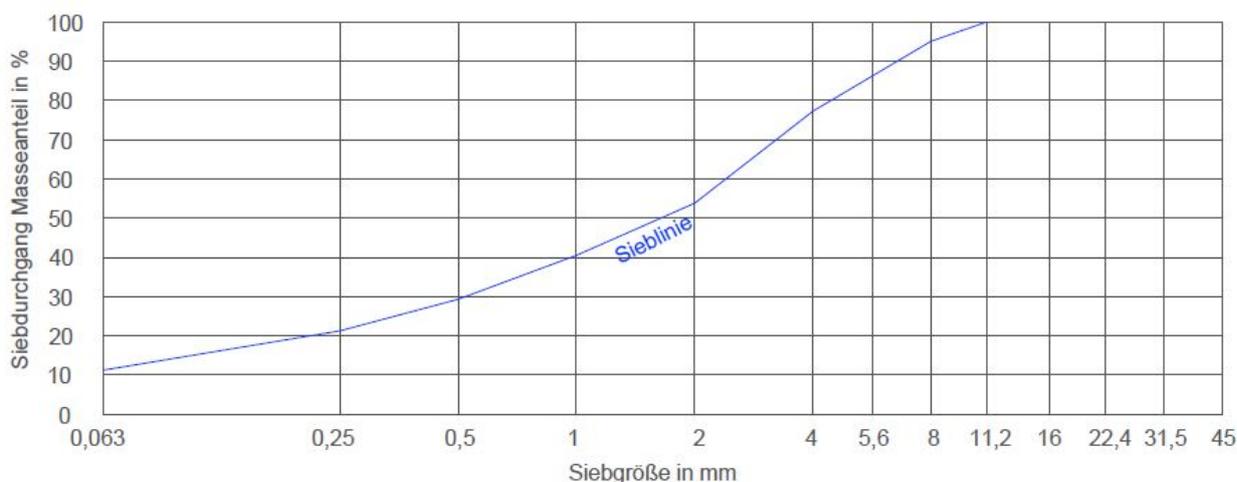
#### 3.1.3 Bitumensorten

Die im Zuge dieser Diplomarbeit hergestellten Asphaltmischgüter enthalten als Bindemittel ein polymermodifiziertes Bitumen (PmB) mit den Bezeichnungen PmB 45/80-65 beziehungsweise PmB 45/80-50A.

Die numerische Kombination 45/80 gibt den Penetrationsbereich des Bitumens, also seine Härte, an: Bei einer Temperatur von 25 °C beträgt die Eindringtiefe einer Stahlnadel mit einer Masse von 100 g in das Bitumen 4,5 bis 8,0 mm. Die mittels Bindestrich getrennte nachfolgende Zahl, hier 65 bzw. 50, gibt den Erweichungspunkt Ring und Kugel des verwendeten Bitumens an. Der Buchstabe A in der Sortenbezeichnung PmB 45/80-50A weist die Art des modifizierenden Polymers als ein Elastomer aus. Dass im Rahmen der Nomenklatur das verwendete Polymer mit nachgestelltem Buchstaben angegeben wird, ist in Österreich nicht üblich, sondern entstammt deutscher Normung, da das betreffende Bitumen aus Deutschland stammt.

### 3.1.4 Asphaltkonzept

Im Rahmen dieser Arbeit wurden zwei verschiedene Asphaltmischgüter untersucht: Einerseits, im ersten Teil der Arbeit, ein Asphaltmischgut, dessen Bezeichnung AC 11 deck PmB 45/80-50A A1, G1 lautet. Das vorliegende Mischgut ist also ein als Deckschicht konzipierter Asphaltbeton (AC) mit Größtkorn 11 mm und Bitumensorte PmB 45/80-50A. A1 kennzeichnet den Siebliniertyp und das Kürzel G1 weist auf die verwendete Gesteinsklasse hin. Die Zusammensetzung des Asphaltmischguts wurde unter Berücksichtigung der ÖNORM B 3580-1 festgelegt. Seine mengenmäßige Aufschlüsselung ist in Tabelle 3.1 dargestellt. Die Sieblinie des enthaltenen Gesteins ist in Abbildung 3.1 ersichtlich.



**Abb. 3.1:** Sieblinie der Gesteinskörnung des Mischguts AC 11 deck PmB 45/80-50A A1, G1

Komponente	Bezeichnung	Laborcode	Anteil [Massen-%]
Bitumen	PmB 45/80-65	B1006A	5,20
Füller	Kalksteinmehl	F053	6,80
0/2	Loja 0/2	G900	35,84
2/4	Loja 2/4	G830	7,98
4/8	Loja 4/8	G902	25,05
8/11	Loja 8/11	G903	19,13

**Tab. 3.1:** Massenanteile der Komponenten des Mischguts AC 11 deck PmB 45/80-50A A1, G1

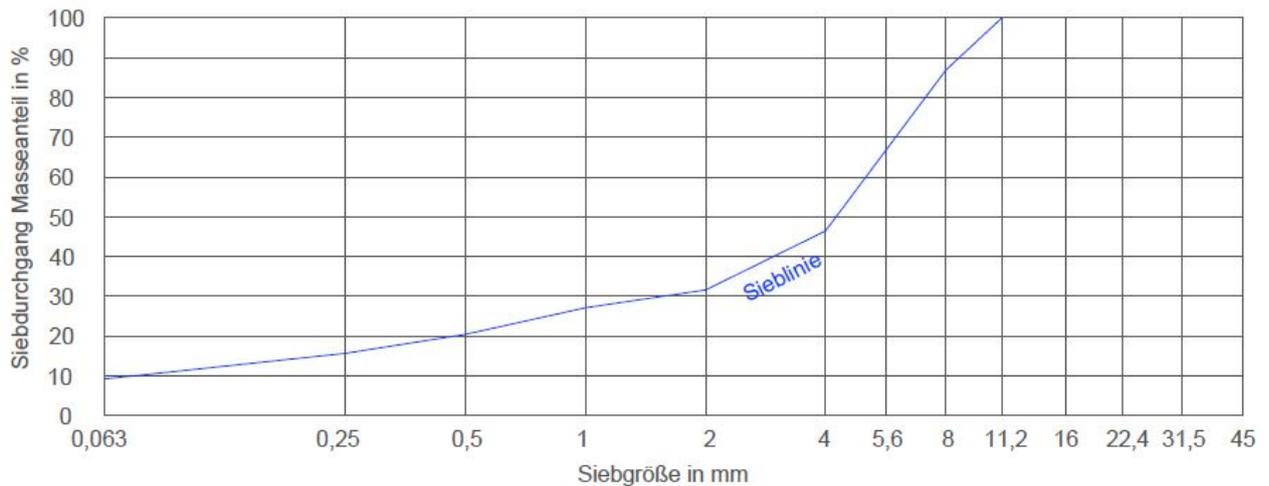
Im zweiten Teil der Arbeit wurde ein Mischgut mit der Bezeichnung SMA 11 deck PmB 45/80-65, S3 untersucht. Das bedeutet, dass es sich um einen Splittmastixasphalt (SMA) mit Größtkorn 11 mm handelt, der als Deckschicht eines Straßenoberbaus vorgesehen ist und als Bindemittel Bitumen der Sorte PmB 45/80-65 enthält. Die Bezeichnung S3 verweist darauf, dass dieser Asphalt als Straßenbelag lärmindernd ist, das heißt, er weist einen Hohlraumgehalt von 7 bis 10 V.-% auf. Die Zusammensetzung des Asphaltmischguts wurde unter Berücksichtigung der ÖNORM B 3584-1 gewählt. Da im zweiten Teil der Arbeit der Einfluss des Bitumengehalts auf die Alterungsergebnisse untersucht wird, wurden insgesamt drei verschiedene Asphaltmischgüter geprüft, wobei die Zusammensetzung der Gesteins- und Füllerfraktion gleich blieb und nur der mengenmäßige

Anteil des Bindemittels variiert wurde. Da es sich also um drei Mischgüter mit prinzipiell gleicher Rezeptur und lediglich verschiedenen Bitumengehalten handelt, ist in Tabelle 3.2 exemplarisch der Splittmastixasphalt mit einem Bitumengehalt von 5,40 % dargestellt:

Komponente	Bezeichnung	Laborcode	Anteil [Massen-%]
Bitumen	PmB 45/80-65	B642A	5,40
Füller	Kalksteinmehl	F053	6,48
0/2	Loja 0/2	G900	21,96
2/4	Loja 2/4	G830	0,00
4/8	Loja 4/8	G902	14,96
8/11	Loja 8/11	G903	51,20

**Tab. 3.2:** Massenanteile der Komponenten des Mischguts SMA 11 deck PmB 45/80-65, S3 (Bitumengehalt 5,40 %)

Die Sieblinie der Gesteinskörnung ist in Abbildung 3.2 dargestellt.



**Abb. 3.2:** Sieblinie der Gesteinskörnung des Mischguts SMA 11 deck PmB 45/80-65, S3

Die ausschließliche Betrachtung von Deckschicht-Asphaltmischgütern im Rahmen dieser Arbeit hat den Grund, dass diese die oberste Schicht eines Straßenaufbaus bilden und somit den Alterungseinflüssen durch UV-Strahlung, hohen Temperaturen und Gasen viel stärker ausgesetzt sind als die darunterliegenden Binder- und/oder Tragschichten und somit im Rahmen von Alterungsuntersuchungen die größte Relevanz besitzen.

## 3.2 Probekörperherstellung

### 3.2.1 Herstellung des Asphaltmischguts und der Probekörper

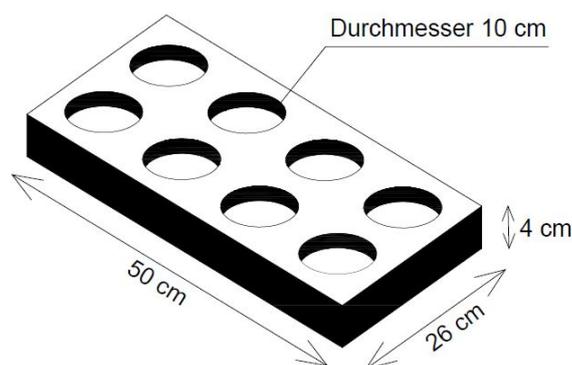
Das Prüfprogramm wurde an zylindrischen Asphaltprobekörpern mit einer Höhe von 40 mm und einem Durchmesser von 100 mm vollzogen. Zu beachten ist dabei jedoch, dass diese beiden geometrischen Werte streng genommen nur theoretischer Natur sind, da die Herstellung der

Probekörper nie vollkommen präzise ist, sodass diese Maße im Zehntel-Millimeterbereich um diese theoretischen Werte schwanken.

Die Herstellung der Probekörper beginnt mit dem Erstellen der Rezeptur, wie im vorherigen Kapitel gezeigt. Auf dessen Grundlage werden die notwendigen Mischgutkomponenten, also die Gesteinskörnungen, der Füller und das Bitumen, gemäß der vorgegebenen Mischgutrezeptur eingewogen.

Anschließend werden die Komponenten in einem Gegenlaufzwangsmischer gemäß EN 12697-35 gemischt und danach mit einem Walzsegmentverdichter der Firma Freundl nach EN 12697-33 zu zwei Asphaltplatten mit Abmessungen von 500x260x40mm verdichtet. Ein kleiner Teil des hergestellten Mischguts wird dabei zurückgestellt und nicht verdichtet, sondern zur Bestimmung der Rohdichte herangezogen. Die Bestimmung erfolgt mit Hilfe eines Pyknometers nach der Norm EN 12697-5, Verfahren A. Diese Kenngröße ist für die Ermittlung der Probekörperdaten erforderlich.

Nach ausreichend langer Ruhezeit von ein bis zwei Tagen wurden aus den Asphaltplatten jeweils acht Probekörper herausgebohrt (Abbildung 3.3). Zusätzlich wurden die Stirnseiten der Probekörper abgesägt, wodurch eine gleichmäßige Oberfläche und eindeutige Geometrie der Probekörper erzielt werden konnte.



**Abb. 3.3:** schematische Darstellung einer Asphaltplatte nach Ausbohren der Probekörper

### 3.2.2 Ermittlung der Probekörperkenngößen

Da im Rahmen dieser Arbeit die untersuchten Asphaltprobekörper mittels der Viennese Aging Procedure gealtert und im Zuge dessen mit reaktiven Gasen durchströmt wurden, mussten als wichtige Kenngrößen vorab für jeden Probekörper der Hohlraumgehalt und die Luftdichtheit ermittelt werden.

#### 3.2.2.1 Raumdichte und Hohlraumgehalt

Die Bestimmung der Hohlraumgehalte erfolgte gemäß EN 12697-8. Laut dieser Norm benötigt man dafür sowohl die Rohdichte des Asphaltmischguts als auch die Raumdichte der aus diesem

Mischgut hergestellten Probekörper. Um die Raumdichte festzustellen, kann laut der dafür einschlägigen Norm EN 12697-6 zwischen vier unterschiedlichen Verfahren gewählt werden:

- Verfahren A: Raumdichte - trocken
- Verfahren B: Raumdichte - gesättigte Oberfläche trocken (SSD)
- Verfahren C: Raumdichte - umhüllter Probekörper
- Verfahren D: Raumdichte durch Ausmessen

Das Verfahren A ist eine schnelle und leichte Methode, die vorwiegend für sehr dichte Probekörper geeignet ist [6]. Jedoch war es für die in dieser Diplomarbeit untersuchten Probekörper nicht passend, da diese aufgrund ihrer Eignung für eine Laboralterung mittels VAPro einen Hohlraumgehalt über 5 % aufweisen sollten.

Aus dem gleichen Grund war auch das Verfahren B nicht im Rahmen dieser Arbeit einsetzbar: Es eignet sich für die Bestimmung der Raumdichte von Asphaltprobekörpern, die nur eine geringe Wasseraufnahme bzw. ein niedriges Dränvermögen aufweisen. Die Anwendbarkeit des Verfahrens ist jedoch abhängig vom Hohlraumgehalt und dem Durchmesser der Hohlräume und beschränkt sich im Wesentlichen einerseits auf Asphaltbeton mit einem Hohlraumgehalt von bis zu 5 % und andererseits auf Asphalte mit größerem Hohlraumdurchmesser bei einem Hohlraumgehalt von bis zu 4 % [6].

Zwar ist das Verfahren C für Asphaltprobekörper mit einem Hohlraumgehalt von bis zu 15 % geeignet, jedoch ist es ein eher aufwendiges Verfahren [6].

Stattdessen wurde im Zuge der vorliegenden Diplomarbeit das Verfahren D, welches die Raumdichte durch Ausmessen ermittelt, herangezogen. Es ist für Probekörper mit beliebigem Hohlraumgehalt geeignet, wobei diese eine regelmäßige Geometrie und Oberfläche aufweisen sollen, was auf die untersuchten Probekörper zutrifft. Aufgrund der bei diesem Verfahren berücksichtigten Porentextur an der Oberfläche als Teil des inneren Hohlraumgehaltes, kann es zu einer Unterschätzung der Raumdichte respektive zu einer Überschätzung des Hohlraumgehaltes der Probekörper kommen [6].

### 3.2.2.2 Luftdurchlässigkeit

Da die Alterung mittels VAPro unter anderem darauf beruht, dass die Asphaltprobekörper mit reaktiven Gasen durchströmt werden, müssen sie für die Gase ausreichend durchlässig sein. Zwar ist der für jeden Probekörper ermittelte Hohlraumgehalt ein Indikator für dessen Durchlässigkeit, wobei hohe Gehälter auf eine größere Permeabilität hinweisen, jedoch kann es sein, dass trotz hohem Hohlraumgehalts die Durchlässigkeit nur sehr gering bis gar nicht ausgeprägt ist. Dies kann beispielsweise der Fall sein, wenn im Inneren der Körper zufällig lokal begrenzte, geschlossene dichte Schichten aus Bitumen und Gestein auftreten, die für das Gas eine Barriere darstellen oder wenn die Luftporen nicht gleichmäßig verteilt sind und somit kein zusammenhängendes Porensystem vorhanden ist. Aus diesem Grund reicht die Bestimmung des Hohlraumgehaltes alleine nicht aus, sondern muss zusätzlich die Gasdurchlässigkeit (vereinfacht auch als „Luftdurchlässigkeit“ bezeichnet) ermittelt werden.

Dies geschieht in Anlehnung an die aus der Geotechnik stammenden Norm DIN 18130-1, die die Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts von Bodenproben regelt. Das heißt, dass sich der Versuchsaufbau durchwegs analog gestaltet mit dem Unterschied, dass die Durchströmung nicht mit Wasser, sondern mit Luft erfolgt.

Die Abbildung 3.4 verdeutlicht den Versuchsaufbau: Innerhalb einer zylindrischen Zelle aus Kunststoff, die mit Gewindestangen (1) derart verschraubt ist, dass sie luftdicht verschlossen



Abb. 3.4: Versuchsaufbau Durchflussmessung

ist, befindet sich der zu untersuchende Asphaltprobekörper. Dieser wird von unten nach oben in seinem Inneren mit Luft durchströmt, welche mittels Schläuchen an die Ober- und Unterseite des Probekörpers geführt wird und diesen durchströmt. Dabei umschließt eine luftdichte Membran (2) den Körper, um zu gewährleisten, dass die Luft ausschließlich den Probekörper im Inneren durchdringt. Um dies sicherzustellen, herrscht in der Zelle ein Überdruck von 1 bar, was zur Folge hat, dass die Membran sich an den Probekörper drückt und somit das Umströmen verhindert wird. Die durchströmende Luft wird dabei mit einem Druck von 0,5 bar eingeleitet und gleichzeitig der dadurch entstehende Durchfluss durch den Probekörper an einem Durchflussmesser (3), der an der Außenseite der Zelle angebracht ist, abgelesen.

# Kapitel 4

## Generelles Prüfprogramm und Prüfverfahren

Im Rahmen dieser Diplomarbeit werden verschiedene Parameter untersucht, die einen Einfluss auf die Alterung mittels VAPro haben: Zum einen wird untersucht, welche Auswirkung die Konditionierungsdauer auf das Alterungsverhalten von Asphalt hat. Außerdem wird untersucht, ob eine Variation des Bitumengehalts zu einer wesentlichen Änderung des Alterungsverhaltens führt.

Da also zwei grundlegend verschiedene Parameter im Zentrum der Untersuchung stehen, wurden auch zwei entsprechend verschiedene Prüfprogramme durchlaufen. Da jedoch die zur Anwendung kommenden Prüfverfahren bei beiden Programmen die gleichen sind, erfolgt in diesem Kapitel eine Beschreibung dieser Verfahren, bevor in separaten Kapiteln näher auf die jeweiligen Prüfprogramme eingegangen wird.

### 4.1 Viennese Aging Procedure (VAPro)

#### 4.1.1 Versuchsprinzip

Das Viennese Aging Procedure (VAPro) ist ein Laboralterungsverfahren für Asphaltprobekörper. Dabei werden jeweils drei übereinanderliegende Probekörper für mehrere Tage in einem Wärmeschrank mit einer konstanten Innentemperatur von 60 °C gelagert und während dieser Dauer durchgehend mit reaktivem Gas durchströmt. Dieses Gas wird aus gewöhnlicher atmosphärischer Luft erzeugt, indem es mithilfe eines Ozongenerators mit Ozon und in weiterer Folge entstehenden Stickoxiden angereichert wird. Vor dem Einleiten in die gestapelten Asphaltkörper wird das Gas durch eine metallische Anwärmspirale, die sich in einem warmen Ölbad befindet, geführt, sodass das Gas zur Erhöhung der Reaktivität auf eine Temperatur von 70 °C vorgewärmt wird. Das reaktive Ozon-Stickoxid-Luft-Gemisch führt dazu, dass die Asphaltprobekörper eine beschleunigte Alterung erfahren. Das bedeutet, dass das Bindemittel mit diesem Alterungsverfahren innerhalb weniger Tage genau so stark altert, wie es dies im PAV tut, es wird also eine Liegedauer in der Realität von mehreren Jahren simuliert [18]. Die realen Bedingungen an der Straßenoberfläche werden dabei so gut wie möglich simuliert: Im Sommer sind Temperaturen von 60 °C auf der Straßenoberfläche durchaus keine Seltenheit, weshalb auch die Temperatur im Inneren des Ofens mit 60 °C gewählt wird. Das Ozon-Stickoxid-Luft-Gemisch, das den Asphalt durchströmt, bildet die Gase ab, die sich in der Troposphäre befinden und somit auch in der Realität in direktem Kontakt mit der Straßenoberfläche stehen [20].



**Abb. 4.1:** VAPro: Blick in den Wärmeschrank mit Ölbad (links) und Druckzelle (rechts)

#### 4.1.2 Versuchsaufbau

Der schematische Versuchsaufbau ist in Abbildung 4.2 dargestellt und besteht im Wesentlichen aus folgenden Komponenten:

- Wärmeschrank
- Druckzelle mit Probekörpern
- Ölbad mit Anwärmspirale
- Ozongenerator

Der Wärmeschrank dient dazu, während der gesamten Versuchsdauer eine konstante Innentemperatur von 60 °C sicherzustellen. Darin befinden die Druckzelle und das Ölbad mit der Anwärmspirale, die mit Kunststoffschläuchen für den Gastransport verbunden sind.

Die Druckzelle besteht aus einem durchsichtigen Kunststoff-Zylinder, der auf einem Metall-Sockel ruht und mittels Gummidichtungsringen und verschraubten Gewindestangen praktisch luftdicht verschlossen ist. In ihr sind die drei zu alternden Probekörper eingebaut. Sie sind derart vertikal übereinander gelagert, dass sie sich nicht direkt gegenseitig berühren. Daher befinden sich zwischen ihnen zylindrische Filtersteine aus Aluminiumschaum und Filterpapiere in abwechselnder Reihenfolge. Sie haben den Zweck, eventuelle Verklebungen zwischen den Probekörpern zu verhindern, die aufgrund der hohen Temperaturen und der dadurch möglichen Erweichung des Bindemittels entstehen könnten. Ferner befinden sich unter dem untersten und über dem obersten Probekörper Aufsätze, die mit den Schläuchen für die Gaseinleitung und -abfuhr verbunden sind. Dieser aufgeschichtete „Turm“ wird durch eine Membran eingefasst, die mit Hilfe von Schraubchellen fest daran fixiert wird, sodass sie satt anliegt. Diese hat den Zweck, in Kombination mit dem Druck von 1 bar in der Zelle sicherzustellen, dass das durchströmende Gas ausschließlich durch den Probekörperturm strömt und nicht um ihn herum. Das Ölbad ist mit Rapsöl befüllt und wird durch einen Magnetrührer mit Heizplatte auf eine konstante Temperatur von 70 °C erhitzt. In ihm befindet sich die metallische Anwärmspirale, die den Zweck hat, das durch sie strömende Gas aufzuheizen, bevor es in die Druckzelle und durch die Asphaltprobekörper geführt wird. Ein Foto des VAPro-Versuchsaufbaus zeigt Abbildung 4.1.

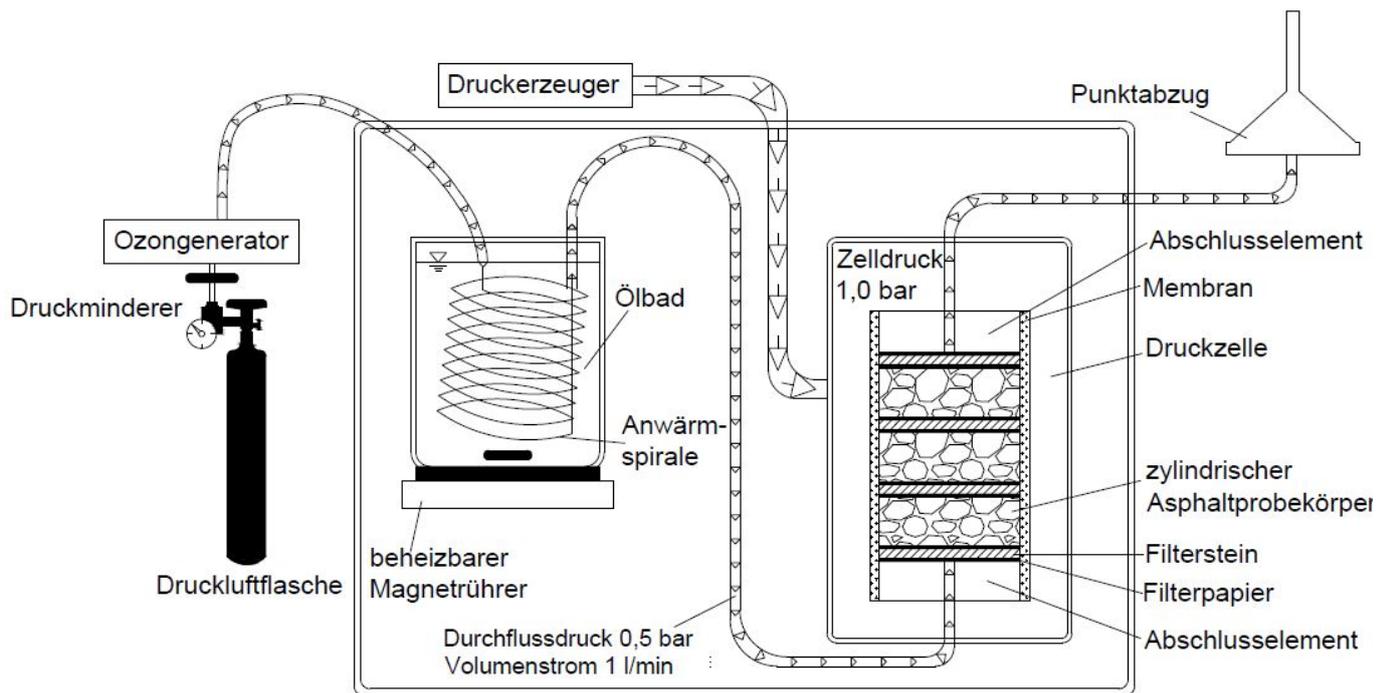


Abb. 4.2: Schematischer Aufbau der Viennese Aging Procedure

Mit Hilfe des Ozongenerators der Firma Anseros wird die ihm zugeführte Druckluft mit Ozon und Stickoxiden angereichert. Dies geschieht mittels einer Hochspannungs-Entladungsröhre, indem zwischen zwei Elektroden eine Hochspannung erzeugt wird und somit der Luftsauerstoff aufgespalten wird. Dadurch werden die Sauerstoffatome stark reaktiv und verbinden sich entweder mit weiteren Sauerstoffatomen zu Ozon, das aus drei Sauerstoffatomen besteht, oder mit dem in der Luft enthaltenen Stickstoff zu Stickoxiden. Ausgangsstoff für diesen Prozess ist Luft der Druckluftversorgung des Labors, die vor der Zufuhr zum Generator noch gereinigt und entfeuchtet wird. Außerdem sind dem Prozess noch ein Druckminderer und ein Durchflussregler vorgeschaltet, um die entsprechenden Versuchsparameter zu steuern.

Im Allgemeinen ist noch auszuführen, dass aufgrund der reaktiven Gase nur Materialien mit erhöhtem Widerstand gegen Oxidation (nichtrostender Stahl, alterungsbeständige Kunststoffe) zu verwenden sind und das System gut abgedichtet sein muss. Das gewährleistet zum einen die Funktion des Systems und zum anderen die Sicherheit am Arbeitsplatz.

#### 4.1.3 Versuchsdurchführung

Nach Bestückung der Druckzelle mit den drei zu alternden Asphaltprobekörpern und der Anbringung der dazugehörigen Elemente wie beispielsweise der Membran, wird sie fest verschraubt und in den Wärmeschrank gestellt, in dem sich ebenfalls das Ölbad befindet, das mittels Magnetrührer und Heizplatte auf 70 °C aufgewärmt wird. Nach Verbindung aller Schläuche zur Zu- und Ableitung des angereicherten Sauerstoff-Ozon-Stickoxid-Gasgemisches wird der Wärmeschrank verschlossen und am Bedienfeld die Solltemperatur von 60 °C eingestellt. Schließlich wird der Ozongenerator in Betrieb genommen und darauf geachtet, dass der Durchfluss 1,0 l/min beträgt und der Gasdruck den Maximalwert von 1 bar nicht überschreitet.

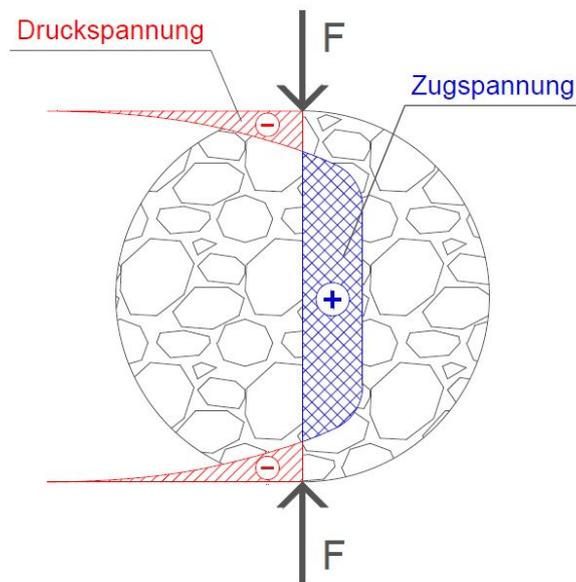
Während des Versuchs wird Druckluft zuerst in den Ozongenerator geleitet, wo sie mit Ozon und Stickoxiden versetzt wird, anschließend in der Anwärmspirale aufgeheizt und danach durch

die Probekörper geführt, wo sie mit den drei Asphaltprobekörpern reagiert. Schließlich wird das reaktive Gas aus den Wärmeschrank geleitet und durch einen Punktabzug abgezogen. Die Versuchsdauer beträgt mehrere Tage, wobei in der Regel keine Versuche unter einer Dauer von drei Tagen durchgeführt werden.

## 4.2 Spaltzug-Schwellversuch - IT-CY

### 4.2.1 Versuchsprinzip

Der Spaltzug-Schwellversuch (auch IT-CY-Versuch genannt; diese Abkürzung steht für „indirect tensile test on cylindrical shaped specimens“) wurde entwickelt, um die mechanische Steifigkeit zylindrischer Asphaltprobekörper zu ermitteln, wobei die Umgebungstemperatur, die aufgebrachten Druckspannungen und die Belastungsfrequenzen wählbar sind. Bei dieser kraftgesteuerten Prüfung wird der betreffende Probekörper einer sinusförmigen Druckspannung unterworfen, die in mehreren Frequenzstufen zwischen einem maximalen (Oberspannung) und einem minimalen (Unterspannung) Betrag oszilliert. Man spricht in diesem Zusammenhang auch von einer „Druckschwellbelastung“. Durch diese Belastungsart wird im Asphaltprobekörper ein zweiachsiger Spannungszustand hervorgerufen, wobei in horizontaler Richtung Zugspannungen und in vertikaler Richtung Druckspannungen induziert werden (siehe Abbildung 4.3). Aus den daraus resultierenden Dehnungen wird mittels einer Computersoftware die Steifigkeit errechnet. Auch im Rahmen dieser Arbeit wird dieses Verfahren angewendet, wobei die Veränderung der Steifigkeit der jeweiligen Asphaltprobekörper aufgrund erfolgter VAPro-Alterung von Interesse ist. Deshalb werden die Probekörper sowohl vor der Laboralterung als auch danach diesem Versuch unterzogen, um die Steifigkeit im kurzzeitgealterten Zustand mit jener im gealterten Stadium vergleichen zu können. Da die Probekörper also jeweils zwei mal getestet werden, ist es von größter Wichtigkeit, dass sie beim ersten Versuch nicht beschädigt werden. Aus diesem Grund müssen Vorversuche durchgeführt werden, aus denen hervorgeht, welche Oberspannungen je zugehöriger Frequenz maximal zulässig sind, sodass die daraus resultierenden horizontalen Dehnungen des Probekörpers nur zwischen 0,05 ‰ und 0,10 ‰ liegen. Anhand der Resultate dieser Vorversuche werden die Oberspannungen für jede einzelne Belastungsfrequenz gewählt. Die Gültigkeit dieser Zweifachprüfung ist bereits von [19] nachgewiesen worden. Während die Oberspannungen je Frequenz verschieden sind, wird die Unterspannung zur Lagesicherung des zu prüfenden Probekörpers mit 35 kPa festgelegt und bleibt für jeden Einzelversuch unverändert. Die Belastungsfrequenzstufen, die bei jedem einzelnen Versuch nacheinander durchlaufen werden, werden zu 0,1 Hz, 1,0 Hz, 5,0 Hz, 10,0 Hz, und 20,0 Hz gewählt [1]. Die Prüftemperatur wird für alle Versuche im Rahmen dieser Arbeit zu 10 °C festgelegt.



**Abb. 4.3:** Im Probekörper induzierter Horizontalspannungsverlauf

#### 4.2.2 Versuchsdurchführung

Um den Spaltzug-Schwellversuch durchzuführen, kommt ein servohydraulisches Prüfsystem des Unternehmens APS Antriebs-, Prüf- und Steuertechnik GmbH (ehemals Wille Geotechnik GmbH) zum Einsatz. Das System besteht aus einem Klimaschrank, in dem die in Abbildung 4.4 dargestellte Belastungsvorrichtung fest eingebaut ist. In dieser Vorrichtung ist der zu prüfende Probekörper fixiert und wird von oben mittels eines hydraulisch steuerbaren Laststempels vertikal belastet. Außerdem ist er vertikal unverschieblich eingebaut, während er sich jedoch in horizontaler Richtung frei verformen kann. Diese horizontalen Verformungen (in Abbildung 4.4 mit „u“ bezeichnet) werden von zwei induktiven Wegaufnehmern, sogenannten LVDTs (Linear Variable Differential Transformers), mit einer Auflösung von  $0,1\mu\text{m}$  während des Versuchs laufend gemessen und durch die Software registriert und aufgezeichnet. Sie sind deshalb in Höhe der Mitte des Probekörpers am Halterahmen der Belastungsvorrichtung angebracht.

Nach Versuchsende werden die aufgezeichneten Messdaten mit Hilfe der Labormanagementsoftware (LAMA) ausgewertet, sodass man schließlich als Ergebnisse den Phasenverschiebungswinkel  $\phi$  und den dynamischen Modul  $|E^*|$  (oft auch als „komplexer Modul“ bezeichnet) erhält.

Mathematisch kann der dynamische Modul  $|E^*|$  als komplexe Zahl dargestellt werden, wobei der Realteil  $E_1$  das elastische und der Imaginärteil  $E_2$  das viskose Materialverhalten des viskoelastischen Materials Asphalt repräsentiert. Es gelten also folgende Zusammenhänge:

$$|E^*| = E_1 + i \cdot E_2 \quad (4.1)$$

$$|E^*| = \sqrt{E_1^2 + E_2^2} \quad (4.2)$$

$$E_1 = |E^*| \cdot \cos \phi \quad (4.3)$$

$$E_2 = |E^*| \cdot \sin \phi \quad (4.4)$$

Der Phasenverschiebungswinkel des Asphalts  $\phi$  kann anschaulich dargestellt werden als Winkel zwischen dem als Vektor dargestellten dynamischen Modul  $|E^*|$  und dessen elastischem Anteil (Abbildung 4.5). Der Winkel ist also ein Maß für das Verhältnis zwischen elastischem und viskosem Anteil des dynamischen Moduls: Je größer er ist, desto viskoser verhält sich das Material; je kleiner er ist, desto mehr befindet sich das Materialverhalten im elastischen Bereich, was bedeutet, dass der Werkstoff sich um so spröder verhält. Praktisch gesehen, stellt der Phasenwinkel die verzögerte Antwort des Materials auf eine gegebene Belastung dar (siehe Abbildung 4.6).

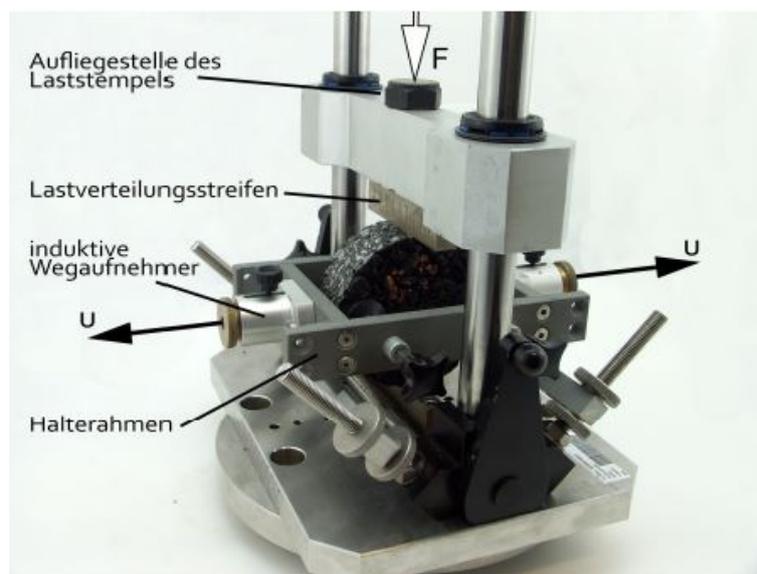


Abb. 4.4: Im Klimaschrank eingebaute IT-CY-Belastungsvorrichtung [18]

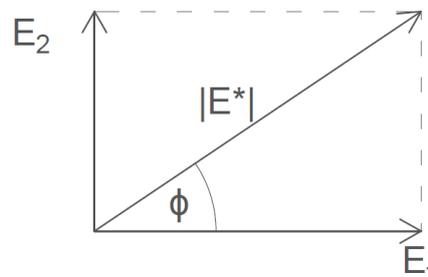
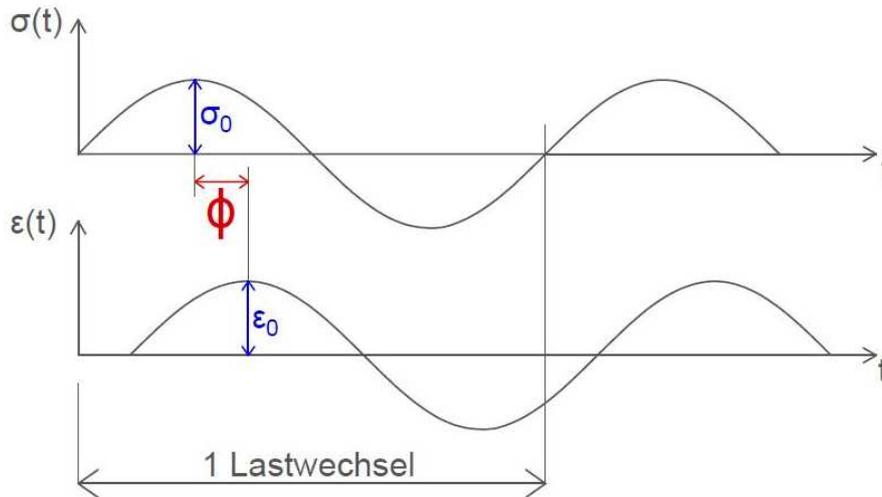


Abb. 4.5: Anschauliche Darstellung des Phasenwinkels  $\phi$



**Abb. 4.6:** Interpretation des Phasenverschiebungswinkels  $\phi$  als zeitverzögerte Materialantwort

### 4.3 Bitumenrückgewinnung

Um die rheologischen Eigenschaften des in einem Asphaltprobekörper enthaltenen Bindemittels zu untersuchen, muss es zuerst aus dem Probekörper rückgewonnen werden. Dieses Verfahren, das gemäß der Norm EN 12697-3 durchgeführt wird, gliedert sich in die beiden Schritte Bitumenextraktion und Bitumendestillation.

Zu Beginn der Extraktion wird zunächst der Probekörper in einem Wärmeschrank bei 80 °C aufgewärmt, bis er weich genug ist, um mit der Hand zerkleinert werden zu können; dies ist in der Regel in 20 bis 30 Minuten der Fall. Die zerkleinerte Probe wird dann in die Waschtrommel des maschinellen Asphaltanalysators der Firma Infratest gefüllt. Dieses Gerät führt einen Waschgang durch, bei dem das Bitumen aus dem Asphalt unter Verwendung des Lösemittels Tetrachlorethen herausgelöst wird, sodass nach diesem Prozess die Gesteinskörnung und der Füller einerseits und ein dünnflüssiges Gemisch aus Tetrachlorethen und Bitumen andererseits separiert vorliegen.

Ausgangsstoff für die Bitumendestillation ist das zuvor gewonnene Gemisch aus Bitumen und Lösemittel. Dieses wird bei diesem Prozess in einem Rotationsverdampfer der Marke Heidolph Laborata 4000 (siehe Abbildung 4.7) einer Vakuumdestillation unterzogen. Das bedeutet, dass die Destillation -ähnlich zu den Prozessen in einer Erdölraffinerie- nicht nur bei sehr hohen Temperaturen, sondern auch bei sehr niedrigen Drücken erfolgt (bis zu 17 mbar). Zu hohe Temperaturen während der Destillation würden zu weiterer (thermischer) Alterung des Bitumens führen. Durch Verringerung des Drucks verdampft das Lösemittel bereits bei einer Temperatur von 100 °C, wodurch die Materialveränderungen zufolge dieses Prozesses so gering wie möglich gehalten werden. Während dieses mehrstündigen Vorgangs sieden nahezu alle Komponenten des Lösemittels und werden abdestilliert, sodass am Ende das praktisch vollständig reine Bitumen als letzter Rückstand verbleibt. Dieses wird schließlich in eine Metalldose abgefüllt und kann nach einer gewissen Ruhezeit bitumenspezifischen Prüfungen unterworfen werden.



Abb. 4.7: Vakuumdestillation im Rotationsverdampfer

#### 4.4 Dynamisches Scherrheometer - DSR

Um die rheologischen Eigenschaften des rückgewonnenen Bitumens zu ermitteln, wird ein Dynamisches Scherrheometer der Firma Haake verwendet, dessen Prinzip in Kapitel 2.4.2.2 beschrieben wurde.

Die automatische Messung ist weggesteuert und erfolgt nach der Norm EN 14770. Das Gerät induziert durch die Oszillationen der rotierenden oberen Platte Schubspannungen im Bitumen. Die Prüfung erfolgt dabei für verschiedene Temperaturen des Bitumens: In 6 °C-Abstufungen von -8 °C bis maximal 82 °C. Auf jedem einzelnen Temperaturniveau werden 11 verschiedene Belastungsfrequenzen durchlaufen, wobei die geringste 0,1 Hz und die höchste 40 Hz beträgt. Die Messgeometrie und die Größe des Messspalts variieren je nach Temperaturbereich: Die Plattendurchmesser reichen von 8 bis 25 mm und die Messspalte liegen zwischen 0,5 und 2 mm. Ein an das Scherrheometer angeschlossener Computer errechnet automatisch den dynamischen Schubmodul  $|G^*|$  (oft auch als „komplexer Schubmodul“ bezeichnet) und den Phasenwinkel  $\delta$ , die das viskoelastische Verhalten des geprüften Bitumens beschreiben. Die Berechnung erfolgt dabei anhand folgender Formeln:

$$\tau = \frac{2 \cdot M}{\pi \cdot r^3} \quad (4.5)$$

$$\gamma = \frac{\alpha \cdot r}{h} \quad (4.6)$$

$$\delta = \frac{\Delta t}{t} \cdot 360^\circ \quad (4.7)$$

$$t = \frac{1}{f} \quad (4.8)$$

$$|G^*| = \frac{\tau}{\gamma} \quad (4.9)$$

- $\tau$ .....Scherspannung [Pa]  
 $M$ .....maximal aufgebrachtes Drehmoment [Nm]  
 $r$ .....Plattenradius [m]  
 $|G^*|$ .....dynamischer Schubmodul [Pa]  
 $\gamma$ .....Schubdeformation [-]  
 $\delta$ .....Phasenverschiebungswinkel [°]  
 $\Delta t$ .....Zeitdifferenz zwischen  $\tau_{\max}$  und  $\gamma_{\max}$   
 $\alpha$ .....Verdrehwinkel [rad]  
 $h$ .....Messspalt [m]  
 $t$ .....Zeit für eine Schwingung [s]  
 $f$ .....Frequenz [Hz]

Mathematisch kann der dynamische Schubmodul  $|G^*|$  analog zum komplexen Steifigkeitsmodul  $|E^*|$  als komplexe Zahl dargestellt werden, wobei der Realteil  $G'$  das elastische und der Imaginärteil  $G''$  das viskose Materialverhalten des viskoelastischen Bitumens repräsentiert. Somit gelten folgende Zusammenhänge:

$$|G^*| = G' + i \cdot G'' \quad (4.10)$$

$$|G^*| = \sqrt{G'^2 + G''^2} \quad (4.11)$$

$$G' = |G^*| \cdot \cos \delta \quad (4.12)$$

$$G'' = |G^*| \cdot \sin \delta \quad (4.13)$$

Der Phasenverschiebungswinkel des Bitumens  $\delta$  kann anschaulich dargestellt werden als Winkel zwischen dem als Vektor dargestellten dynamischen Schubmodul  $|G^*|$  und dessen elastischem Anteil (Abbildung 4.8). Der Phasenwinkel ist also ein Maß für das Verhältnis zwischen elastischem und viskosem Anteil des dynamischen Schubmoduls: Je größer er ist, desto viskoser Verhält sich das Bindemittel; je kleiner er ist, desto mehr befindet sich das Materialverhalten im elastischen Bereich, was bedeutet, dass das Material sich um so spröder verhält. Praktisch gesehen, stellt der Phasenwinkel die verzögerte Antwort des Materials auf eine gegebene Belastung dar (siehe Abbildung 4.9).

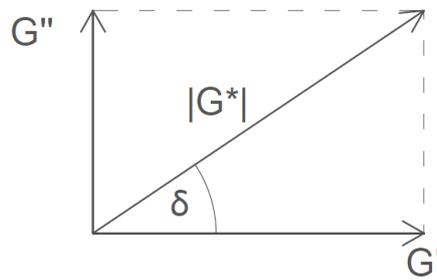


Abb. 4.8: Anschauliche Darstellung des Phasenwinkels  $\delta$

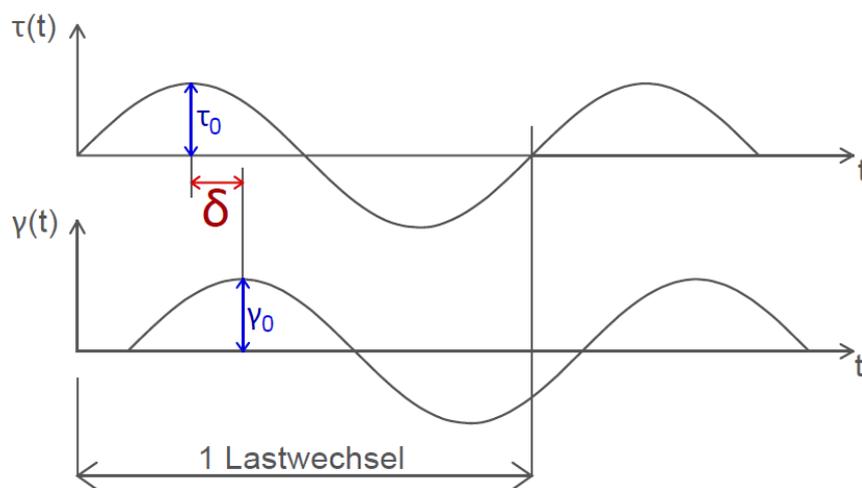


Abb. 4.9: Interpretation des Phasenverschiebungswinkels  $\delta$  als zeitverzögerte Materialantwort

# Kapitel 5

## Prüfprogramm I - Untersuchung des Einflusses der Konditionierungsdauer

### 5.1 Ablauf

Das erste von zwei Prüfprogrammen diente zur Untersuchung der Frage, welchen Einfluss unterschiedliche Alterungsdauern mittels VAPro auf das mechanische Materialverhalten der untersuchten Asphaltprobekörper haben.

Zu diesem Zweck wurden aus zwei Platten der Asphaltart AC 11 deck PmB 45/80-50A A1, G1 insgesamt 16 Probekörper herausgebohrt, von denen anschließend jeweils die Luftdurchlässigkeit bestimmt wurde. Dabei stellte sich heraus, dass davon nur neun Stück eine ausreichende Luftdurchlässigkeit aufweisen und somit für eine Alterung mittels VAPro geeignet sind. Eine Auflistung dieser neun Probekörper und ihrer Hohlraumgehalte ist in Tabelle 5.1 ersichtlich:

Konditionierungsdauer					
3 Tage		6 Tage		9 Tage	
Probekörper	Hohlr.gehalt	Probekörper	Hohlr.gehalt	Probekörper	Hohlr.gehalt
E 1123 B	5,9 %	E 1130 G	6,6 %	E 1130 A	8,9 %
E 1123 D	5,7 %	E 1123 C	5,7 %	E 1130 F	8,7 %
E 1123 F	6,3 %	E 1123 A	6,2 %	E 1123 H	8,6 %

**Tab. 5.1:** Probekörper des Prüfprogramms I

Alle neun Probekörper wurden vor der Laboralterung zuerst einem Spaltzug-Schwellversuch unterzogen, um die mechanische Steifigkeit (dynamischer Modul  $|E^*|$ ) und den Phasenverschiebungswinkel des Asphalts  $\phi$  im kurzzeitgealterten Zustand, also direkt nach der Herstellung, festzustellen. Anschließend wurden Gruppen von jeweils drei Probekörpern unterschiedlichen Alterungsdauern unterworfen: die erste Gruppe wurde drei Tage mittels VAPro gealtert, die zweite Probekörpergruppe sechs Tage und die dritte Dreiergruppe neun Tage lang gealtert. Danach wurden alle nochmals mittels des Spaltzug-Schwellversuchs geprüft, sodass man die Steifigkeiten und Phasenwinkel vor und nach der Alterung mittels VAPro vergleichen kann. Außerdem erfolgte anschließend die Bitumenrückgewinnung aus den Probekörpern und den Plattenresten (Kurzzeitalterungszustand), sodass dann mittels Dynamischem Scherrheometer Versuche auf Bitumenebene durchgeführt werden konnten, die es erlauben, den Phasenwinkel  $\delta$  und den dynamischen Schubmodul  $|G^*|$  der langzeit- und kurzzeitgealterten Bitumen zu identifizieren.

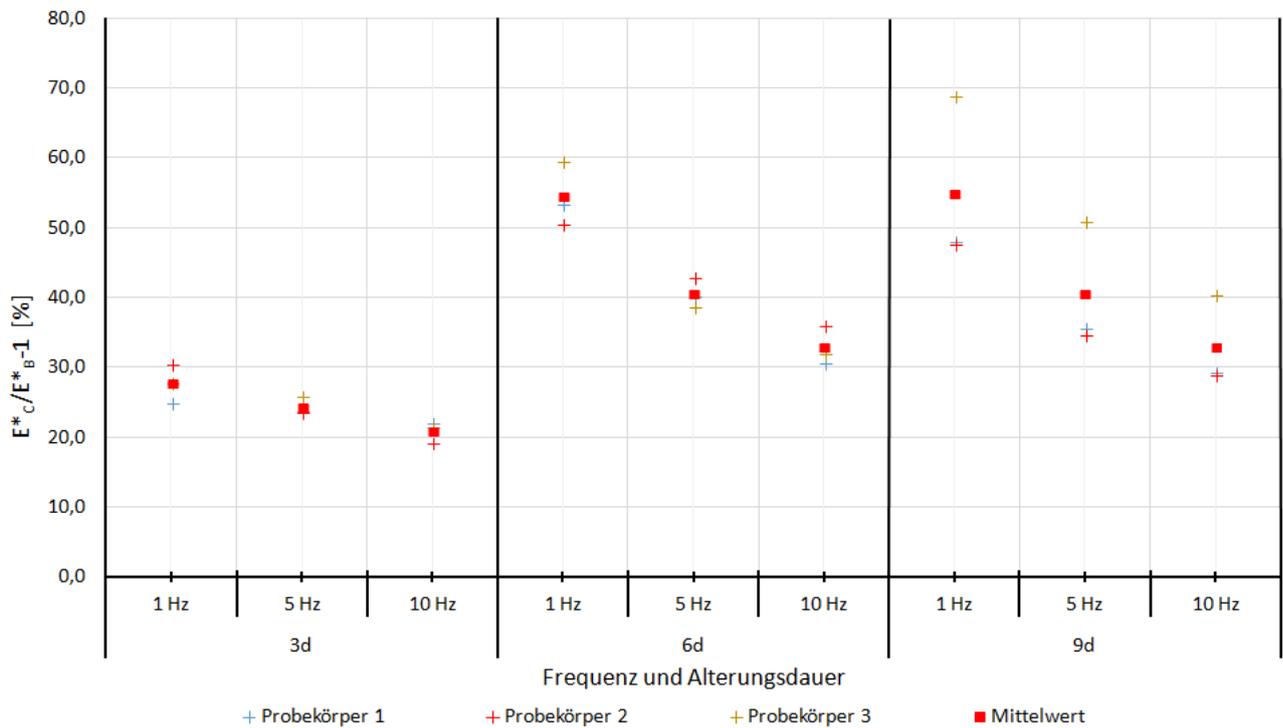
Wie soeben beschrieben, wird im Rahmen dieses Prüfprogramms (ebenso wie im zweiten Prüfprogramm) jeder einzelne Probekörper zwei mal mit Hilfe des IT-CY-Versuchs geprüft, um seine mechanischen Eigenschaften vor und nach der Alterung zu identifizieren. Diese Vorgehensweise bedarf einer Rechtfertigung, da es theoretisch sein kann, dass der Probekörper nach

dem ersten IT-CY-Versuchsdurchlauf Schädigungen aufgrund der zuvor induzierten Belastungen und resultierenden Dehnungen aufweist. Experimentelle Untersuchungen haben jedoch gezeigt, dass bei mehrmaligen Spaltzug-Schwellversuchen am gleichen Asphaltmischgut keine bleibenden Verformungen eingetragen werden [19].

Die Durchführung des Prüfprogramms I erfolgte Ende 2019 bis Anfang 2020. Ein Teil der Probekörper, die für eine Dauer von neun Tagen gealtert werden sollten, wurde im Dezember, kurz vor den Weihnachtsfeiertagen, mittels VAPro gealtert. Die Spaltzug-Schwellversuche an diesen Probekörpern erfolgten jedoch erst im Jänner, sodass zwischen Alterung und Prüfung der mechanischen Materialeigenschaften rund zwei Wochen dazwischen lagen. Die ermittelten Steifigkeitsanstiege erwiesen sich jedoch als weitaus geringer als erwartet: Trotz neuntägiger Alterung zeigten sich Anstiege, die lediglich jenen der dreitägig gealterten Probekörper entsprachen. Der andere Teil der für die neuntägige VAPro-Alterung vorgesehenen Probekörper wurde direkt nach dem Alterungsprozess -also ohne zusätzlicher Liegedauer- dem IT-CY-Versuch unterzogen. Hier waren die Steifigkeitsanstiege weitaus höher als nach dreitägiger Alterung, entsprachen also wieder den Erwartungen. Interessanterweise zeigten die rückgewonnenen Bindemittel der zwei Chargen einen ähnlich starken Steifigkeitsanstieg im DSR. Folglich legten diese Beobachtungen die Hypothese nahe, dass eine mehrtägige Liegedauer zwischen VAPro-Alterung und IT-CY-Prüfung einen Einfluss auf das mechanische Materialverhalten des Asphalts haben könnte. Aus diesem Grund wurde versucht, diese Hypothese im Prüfprogramm II zu untersuchen (siehe Abschnitt 6.1).

## 5.2 Ergebnisse und Interpretation

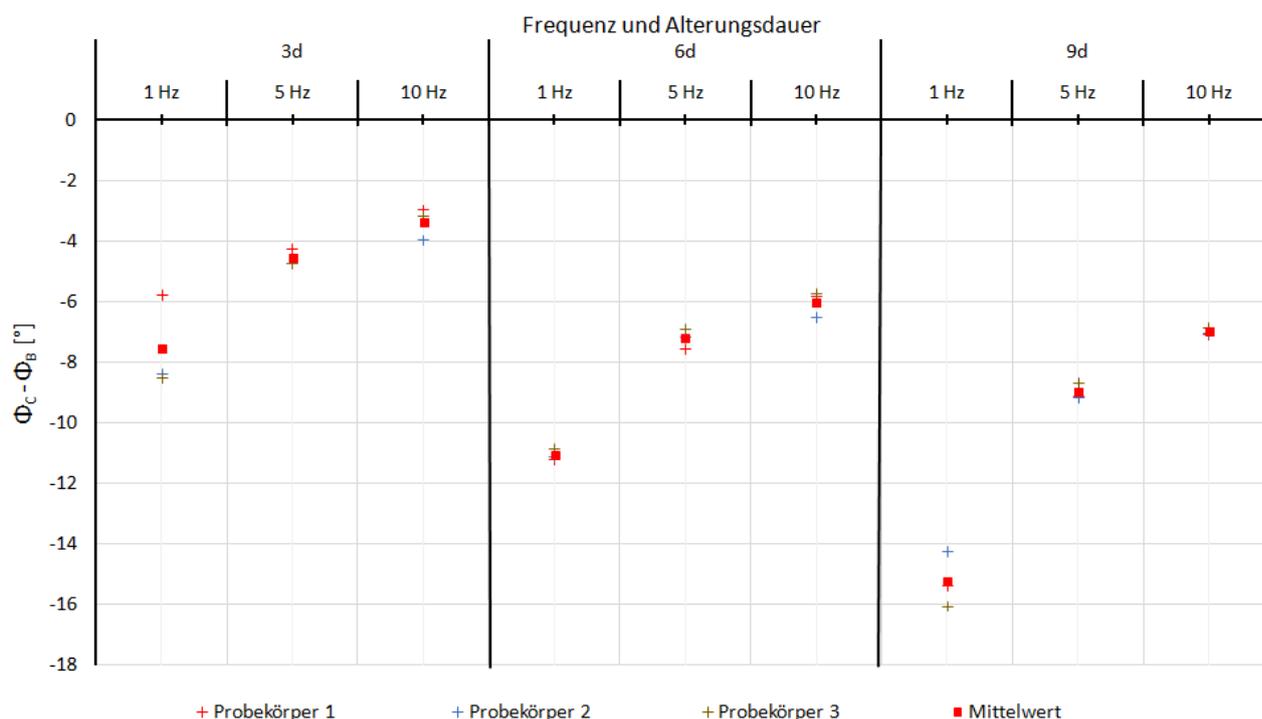
Die Resultate der Steifigkeitsprüfungen sind in Abbildung 5.1 dargestellt. Dabei wird mit  $E_B^*$  die Steifigkeit im kurzzeitgealterten Stadium bezeichnet, während mit  $E_C^*$  die Steifigkeit nach Langzeitalterung mittels VAPro gemeint ist. Die Steifigkeitsveränderungen ergeben sich durch den Zusammenhang  $\frac{E_C^*}{E_B^*} - 1$ . Das bedeutet, dass die Steifigkeit nach der Langzeitalterung mittels VAPro auf jene im kurzzeitgealterten Zustand bezogen wird und anschließend 1 subtrahiert wird, um die relative Steifigkeitsveränderung zu erhalten. Diese Veränderung wird im Diagramm in Prozent ausgedrückt und auf der Ordinate dargestellt, während auf der Abszisse sowohl die verschiedenen Prüffrequenzen (1 Hz, 5 Hz und 10 Hz) als auch die drei unterschiedlichen Alterungsdauern (3 Tage, 6 Tage und 9 Tage) ablesbar sind. Die Datenpunkte repräsentieren also jeweils die prozentuale Steifigkeitsveränderung eines Probekörpers für eine bestimmte Belastungsfrequenz und Alterungsdauer. Da für jede Frequenz und zugehörige Alterungszeit Datenpunkte von je drei Probekörpern dargestellt sind, werden zusätzlich auch die Mittelwerte (rote Punkte) der zugehörigen drei Messwerte dargestellt.



**Abb. 5.1:** Die Veränderung des dynamischen Moduls  $|E^*|$  in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Alterungsdauer

Man sieht, dass der dynamische Modul nach dreitägiger Alterung um circa 20 bis 30 Prozent ansteigt, während nach einer Alterungsdauer von sechs Tagen die Anstiege weitaus größer sind und je nach Frequenz zwischen 30 und 60 Prozent liegen. Betrachtet man jedoch die Steifigkeitszuwächse nach neuntägiger Alterung mittels VAPro, so stellt man fest, dass die Mittelwerte aus den drei Messwerten bei allen drei betrachteten Belastungsfrequenzen ziemlich genau den Werten entsprechen, die nach sechstägiger Alterungsdauer erhalten wurden. Jedoch streuen die Messdaten bei den neun Tage gealterten Probekörpern weitaus mehr als bei den kürzer gealterten: Während die Daten der dreitägig konditionierten Asphaltprobekörper im Mittel nur um 4 % und jene der sechstägig gealterten im Mittel um 6 % schwanken, beträgt die Schwankungsbreite der neun Tage lang gealterten Körper 16 %, also mehr als das Vierfache beziehungsweise Dreifache. Dies könnte ein Hinweis darauf sein, dass die Steifigkeitszuwächse nach neun Tagen Alterungsdauer in Wirklichkeit zwar leicht über jenen nach sechstägiger Alterung liegen, diese Unterschiede jedoch nicht signifikant sind.

Die durch die Alterung verursachte Veränderung des Phasenverschiebungswinkels  $\phi$  wird mathematisch durch die Differenz  $\phi_C - \phi_B$  beschrieben. Dabei wird mit  $\phi_C$  der Phasenverschiebungswinkel nach Langzeitalterung mittels VAPro und mit  $\phi_B$  der Phasenverschiebungswinkel im kurzzeitgealterten Zustand bezeichnet. In Abbildung 5.2 sind diese Differenzen in Abhängigkeit der Belastungsfrequenz und Alterungsdauer für alle geprüften Asphaltprobekörper, inklusive deren Mittelwerte, dargestellt.



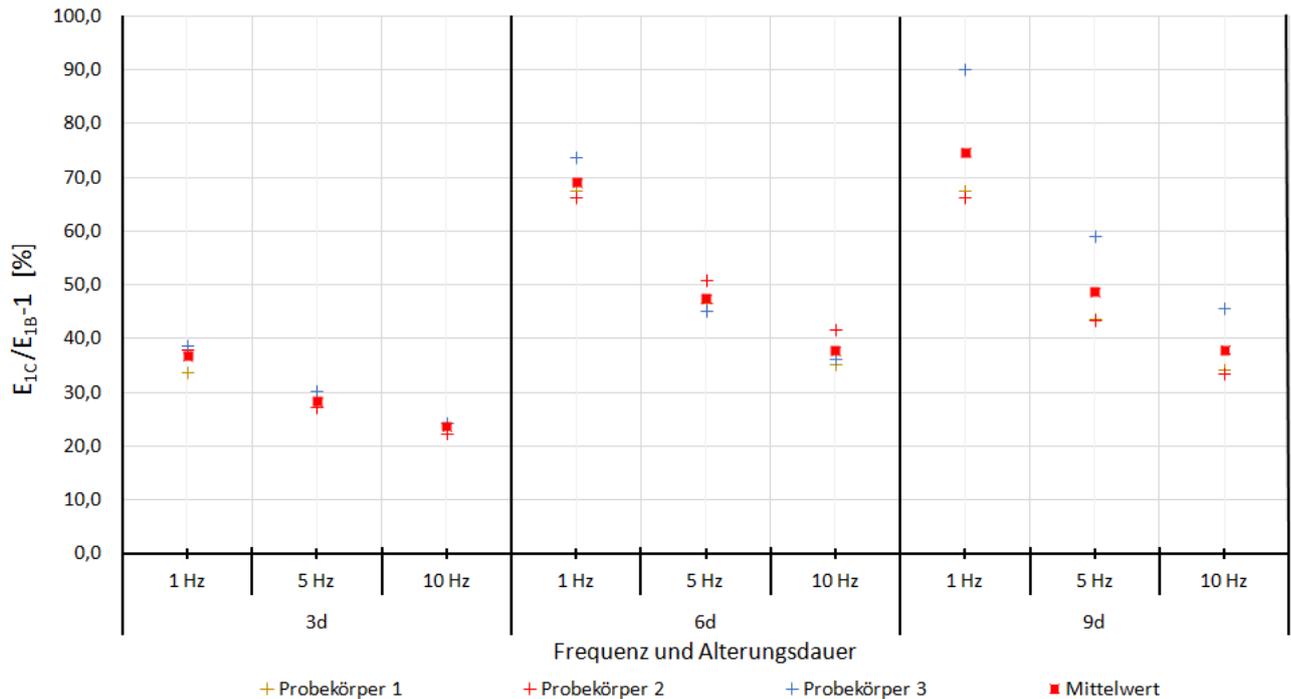
**Abb. 5.2:** Die Veränderung des Phasenverschiebungswinkels  $\phi$  auf Asphaltenebene in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Alterungsdauer

Da die Phasenwinkel vor Durchlauf des VAPro ( $\phi_B$ ) durchgehend größer sind als nach der Laboralterung ( $\phi_C$ ), besitzen alle errechneten Differenzen negative Werte. Dies bedeutet, dass sich bei allen Prüffrequenzen und Alterungsdauern das viskoelastische Materialverhalten des Asphaltbetons verringert, was mit einer gleich großen Zunahme des elastischen Verhaltens einhergeht. Es ist außerdem klar ersichtlich, dass dieser Effekt um so größer ist, je länger die Alterungsdauer ist: Während beispielsweise bei einer Belastungsfrequenz von 5 Hz und dreitägiger Alterung der Mittelwert der Phasenwinkelverringernung  $5^\circ$  beträgt, weist sie bei gleicher Frequenz nach sechs Tagen durchschnittlich  $7^\circ$  und nach neuntägiger Dauer im Mittel  $9^\circ$  auf.

Um ein genaueres Bild zu erhalten, ist es zweckmäßig, die elastische Komponente von  $|E^*|$  zu betrachten, also  $E_1$ . Denn dieser Wert ist ein Maß für den elastischen Anteil am insgesamt viskoelastischen Materialverhalten des Asphalts. Da im Zuge von Alterungsprozessen die Sprödigkeit von Asphalt zunimmt, was einer zunehmend elastischen Materialantwort bei Belastung entspricht, wächst in der Regel auch der Betrag der Komponente  $E_1$ , und zwar absolut und relativ zur zweiten Komponente  $E_2$ , die das viskose Materialverhalten abbildet. Aufgrund des mathematischen Zusammenhangs zwischen  $|E^*|$  und seinen Komponenten  $E_1$  und  $E_2$  (siehe Abbildung 4.5 und Gleichung 4.2), kann der elastische Anteil  $E_1$  steigen, ohne dass sich  $|E^*|$  ändert. Dies geht mit einer gleichzeitigen Abnahme des Phasenwinkels  $\phi$  einher.

Die Änderung des elastischen Anteils  $E_1$  bei Zunahme der Alterungsdauer ist in Abbildung 5.3 dargestellt. Darin lässt sich erwartungsgemäß erkennen, dass die Mittelwerte von  $E_1$  mit zunehmender Alterungsdauer zunehmen, wobei die Werte nach neuntägiger Alterung bei allen Frequenzen höher sind als nach sechstägiger Konditionierungsdauer. Dennoch sind die Messwerte der neuntägigen Alterung nur geringfügig höher als nach sechstägiger Alterung: Während bei einer Frequenz von 5 Hz und Dauer von sechs Tagen der Mittelwert bei 48 % liegt, beträgt er bei gleicher Frequenz und neun Tagen Alterungsdauer 49 %, also lediglich 1 % mehr. Hingegen

ist der Anstieg des elastischen Steifigkeitsanteils bei 1 Hz deutlicher: beträgt er bei sechstägiger Alterungsdauer 69 %, so liegt der entsprechende Wert bei neuntägiger Alterung bei 75 %, also 6 % darüber. Im Vergleich mit Abbildung 5.1 ist ersichtlich, dass die elastischen Anteile  $E_1$  bei allen betrachteten Frequenzen im Vergleich zum kurzzeitgealterten Zustand stärker steigen als die dynamischen Moduln. Beispielsweise beträgt der Anstieg von  $|E^*|$  nach neuntägiger VAPro-Alterung und einer Prüffrequenz von 1 Hz im Mittel 55 %, während bei gleicher Alterungsdauer und Frequenz der elastische Steifigkeitsanteil  $E_1$  ein Wachstum von 75 % aufweist, was eine Differenz von 20 % bedeutet.



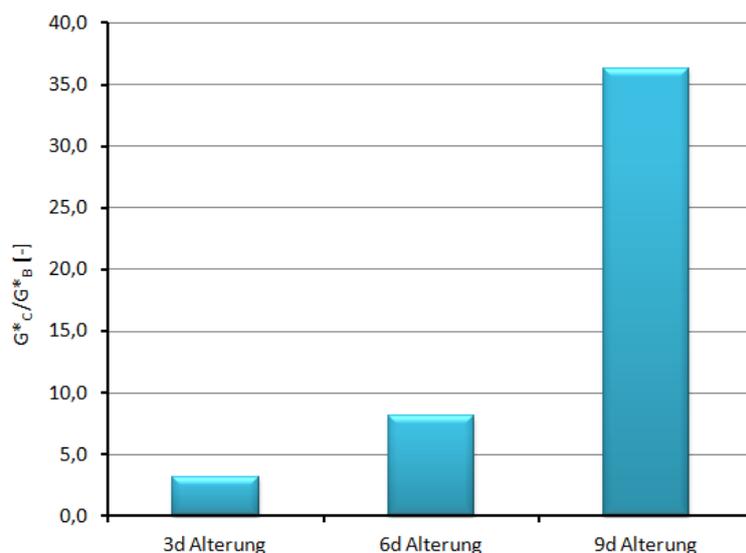
**Abb. 5.3:** Die Veränderung des elastischen Anteils des dynamischen Moduls  $E_1$  in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Alterungsdauer

Somit lässt sich zusammenfassend sagen, dass mit längerer Alterungsdauer die Asphaltsteifigkeit zunimmt, jedoch ab einer gewissen Dauer keine wesentliche Erhöhung des dynamischen Moduls mehr feststellbar ist. Bei Betrachtung des elastischen Steifigkeitsanteils ergibt sich zwar generell das gleiche Bild, jedoch sind bei langen Alterungsdauern immerhin noch kleine Anstiege erkennbar.

Obwohl die zugehörigen Messdaten ebenfalls aus den Spaltzug-Schwellversuchen generiert wurden, sind bei Betrachtung der Phasenwinkel die Effekte der längeren Alterungsdauer besser erkennbar als zuvor bei den dynamischen Moduln beziehungsweise deren elastischen Anteilen: Im Gegensatz zu den Steifigkeitsmessdaten sieht man hier kein Plateau bei den Phasenwinkelveränderungen nach neun Tagen; stattdessen sind die Beträge der Differenzen bei allen Belastungsfrequenzen nach neuntägiger Alterung größer als nach sechstägiger Alterungsdauer.

Die mittels Dynamischem Scherrheometer ermittelte Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  aufgrund der unterschiedlichen Dauern des VAPro-Alterungsprozesses ist in Abbildung 5.4 dargestellt. Analog zum dynamischen Modul wird hier mit  $G_B^*$  der dynamische Schubmodul im kurzzeitgealterten Stadium bezeichnet, während mit  $G_C^*$  der Modul nach VAPro-Alterung ausgedrückt wird. Die Veränderungen des Schubmoduls ergeben sich durch den Zusammenhang

$\frac{G^*_C}{G^*_B}$ . Es wird also der Schubmodul nach erfolgter Langzeitalterung mittels VAPro auf jenen im kurzzeitgealterten Zustand bezogen, um die relative Änderung zu erhalten. Diese wird im Diagramm auf der Ordinate repräsentiert, wobei auf der Abszisse die drei unterschiedlichen Alterungsdauern (3 Tage, 6 Tage und 9 Tage) dargestellt sind. Hier erfolgt die Betrachtung ausschließlich bei einer Prüffrequenz des Dynamischen Scherrheometers von 1,59 Hz und der zugehörigen Prüftemperatur von 64 °C.

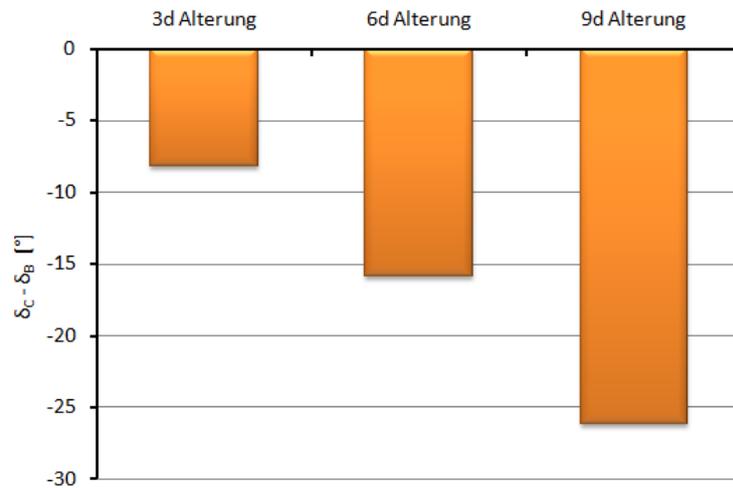


**Abb. 5.4:** Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C

Aus dem Diagramm ist sofort erkennbar, dass der dynamische Schubmodul mit steigender Konditionierungsdauer stark ansteigt: Während bei einer Alterungsdauer von drei Tagen dieser Kennwert auf mehr als Dreifache des Werts im kurzzeitgealterten Zustand wächst, beträgt der Anstieg nach sechs Tagen Alterungsdauer das Achtfache des ursprünglichen Wertes. Nach neun Tagen VAPro-Alterung schließlich beträgt der Schubmodul das 36-fache im Vergleich zum kurzzeitgealterten Stadium.

Diese starken Wachstumsraten von  $|G^*|$  entsprechen viel mehr der Hypothese, dass eine Zunahme der Konditionierungsdauer auch über sechs Tage hinaus mit einem Anstieg der Steifigkeit und Sprödeheit des Materials einhergeht.

Die durch die Bitumenalterung verursachte absolute Veränderung des Phasenverschiebungswinkels  $\delta$  auf Bitumenebene wird mathematisch durch die Differenz  $\delta_C - \delta_B$  beschrieben. Dabei wird mit  $\delta_C$  der Phasenverschiebungswinkel nach Langzeitalterung mittels VAPro sowie mit  $\delta_B$  der Phasenverschiebungswinkel nach Kurzzeitalterung bezeichnet. In Abbildung 5.5 sind diese Differenzen in Abhängigkeit der Alterungsdauer für eine Prüffrequenz des Dynamischen Scherrheometers von 1,59 Hz und zugehöriger Prüftemperatur von 64 °C dargestellt.

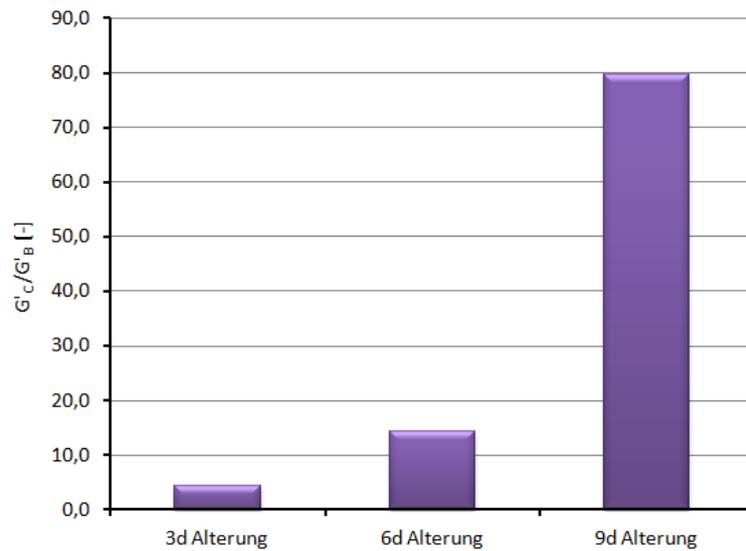


**Abb. 5.5:** Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C

Da die Phasenwinkel vor Durchlauf des VAPro ( $\delta_B$ ) durchgehend größer sind als nach der Laboralterung ( $\delta_C$ ), besitzen alle errechneten Differenzen negative Werte. Das heißt, dass sich bei allen Prüffrequenzen und Alterungsdauern das viskose Materialverhalten des geprüften Bitumens vermindert, was mit einer entsprechend großen Zunahme des elastischen Verhaltens einhergeht. Zudem ist erkennbar, dass dieser Effekt um so größer ist, je länger die Alterungsdauer ist: Nach dreitägiger Alterung sinkt der Winkel um 8°, nach sechs Tagen um 16° und schließlich nach neun Tagen um 26°. Außerdem steigt die Winkelverringerung mit zunehmender Dauer der VAPro-Alterung an: Von drei auf sechs Tagen Alterungsdauer nimmt die Verringerung um 8° zu, während sie von sechs auf neun Tagen um 10° zunimmt. Dieser Trend zeigt also eine gute Übereinstimmung mit den Veränderungen des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  (Abbildung 5.4).

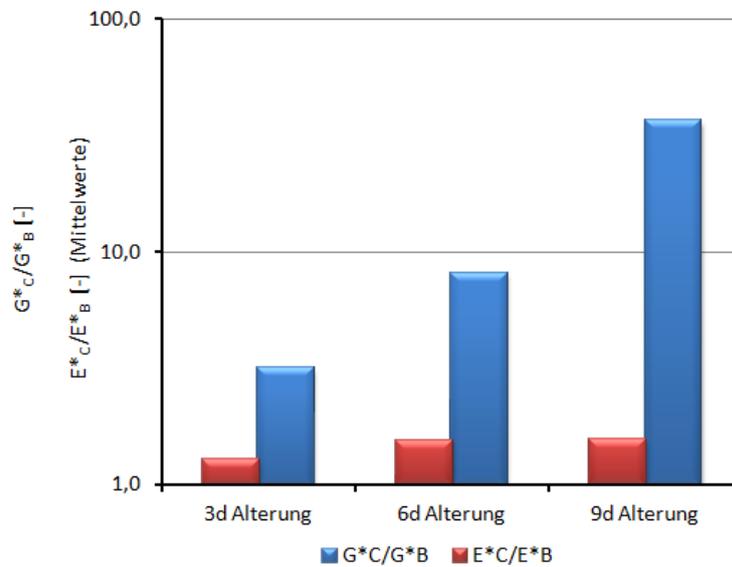
Es wird nun die elastische Komponente von  $|G^*|$ , also  $G'$ , betrachtet. Diese Größe ist ein Maß für den elastischen Anteil am insgesamt viskoelastischen Materialverhalten des Bitumens und wird durch die Kombination von  $|G^*|$  und  $\delta$  erhalten. Da im Zuge von Alterungsprozessen die Sprödhheit des Bitumens zunimmt, was einer zunehmend elastischen Materialantwort bei Belastung entspricht, wächst in der Regel auch der Betrag der Komponente  $G'$ , und zwar absolut und relativ zur zweiten Komponente  $G''$ , die das viskose Materialverhalten abbildet. Aufgrund des mathematischen Zusammenhangs zwischen  $|G^*|$  und seinen Komponenten  $G'$  und  $G''$  (siehe Abbildung 4.8 und Gleichung 4.12), kann der elastische Anteil  $G'$  steigen, ohne dass sich  $|G^*|$  verändert. Dies geht mit einer gleichzeitigen Abnahme des Phasenwinkels  $\delta$  einher.

Die Änderung des elastischen Anteils  $G'$  bei Zunahme der Alterungsdauer ist in Abbildung (5.6) dargestellt. Darin ist zu erkennen, dass der elastische Anteil von  $|G^*|$  ebenfalls stark mit der Konditionierungsdauer zunimmt: Nach dreitägiger Alterung beträgt  $G'$  das 4,5-fache des Wertes nach Kurzzeitalterung, während nach sechstägiger Konditionierungsdauer ein Anstieg um den Faktor 14 zu verzeichnen ist. Nach neun Tagen VAPro-Alterung schließlich beträgt der Anstieg des elastischen Anteils das 80-fache. All diese Anstiege liegen über den entsprechenden Werten des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$ .



**Abb. 5.6:** Die Veränderung von  $G'$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C

In Abbildung (5.7) wird die Steifigkeit auf Asphaltebene mit jener auf Bitumenebene für die verschiedenen Alterungsdauern verglichen: Es sind auf der Ordinate sowohl die mittleren relativen Änderungen des dynamischen Moduls  $\frac{E^*_C}{E^*_B}$  bei einer Belastungsfrequenz von 1,0 Hz, als auch die relativen Änderungen des dynamischen Schubmoduls  $\frac{G^*_C}{G^*_B}$  bei einer Frequenz von 1,59 Hz aufgetragen. Zu beachten ist dabei, dass die vertikale Achse logarithmisch skaliert ist.

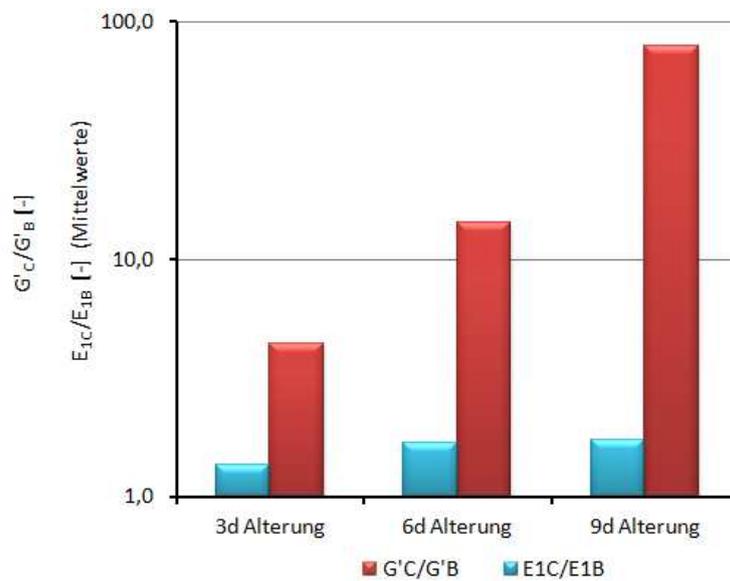


**Abb. 5.7:** Vergleich der Änderung des dynamischen Moduls bei 1,0 Hz mit der Änderung des dynamischen Schubmoduls bei 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C

Man erkennt in dem Diagramm eindeutig, wie stark sich die Steifigkeitsänderungen auf Asphalt- bzw. Bitumenebene betragsmäßig voneinander unterscheiden. Bei dreitägiger Konditionierung

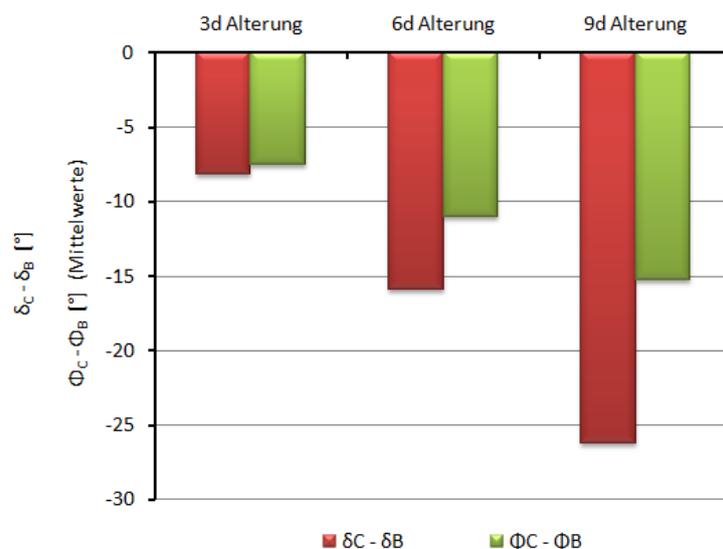
weist der dynamische Schubmodul ein 2,5-fach höheres Wachstum als der dynamische Modul auf. Nach sechstägiger Alterung verdoppelt sich der Faktor und beträgt nach 9 Tagen VaPro-Alterung mehr als das 23-fache des Steifigkeitsmodulwachstums.

Vergleicht man nur die elastischen Anteile von  $|E^*|$  bzw.  $|G^*|$ , also  $E_1$  und  $G'$ , miteinander, so ergibt sich qualitativ ein ähnliches Bild. In Abbildung (5.8) sind die zugehörigen Messwerte für 1,0 Hz ( $E_1$ ) und 1,59 Hz ( $G'$ ) auf einer logarithmischen Ordinate dargestellt. Nach drei Tagen Alterung ist das Wachstum des elastischen Schubmodulanteils im Vergleich mit dem Anstieg von  $E_1$  um den Faktor 3,2 größer. Bei sechstägiger VAPro-Alterung vergrößert sich der Faktor noch weiter auf 14,3 und erreicht schließlich nach neuntägiger Langzeitalterung einen Faktor von 79,6. Auch hier ist also ersichtlich, dass die Materialveränderungen aufgrund der VAPro-Alterung auf Bitumenebene weitaus deutlicher in Erscheinung treten als auf Asphaltenebene.



**Abb. 5.8:** Vergleich der Änderung von  $E_1$  bei 1,0 Hz mit der Änderung von  $G'$  bei 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C

Abschließend wird noch ein Vergleich zwischen der Phasenwinkelveränderung des Asphalts  $\phi_C - \phi_B$  bei einer Belastungsfrequenz von 1,0 Hz im Spaltzug-Schwellversuch mit der Änderung des Bitumen-Phasenverschiebungswinkels  $\delta_C - \delta_B$  bei einer Prüffrequenz im DSR von 1,59 Hz angestellt. In Abbildung 5.9 ist ersichtlich, dass die Phasenwinkelverringern auf Bitumenebene bei allen Alterungsdauern größer sind als auf Asphaltenebene. Dabei fällt die Abnahme um so größer aus, je länger der Prozess der VAPro-Alterung ist. Nach dreitägiger Alterung beträgt die Differenz  $\phi_C - \phi_B$  annähernd 8°, während die Abnahme des Bitumen-Phasenwinkels  $\delta_C - \delta_B$  bei gleicher Alterungsdauer geringfügig mehr als 8° beträgt. Nach 6 Tagen VAPro-Alterung verringern sich beide Winkel noch mehr, sodass die Winkeldifferenzen zwischen langzeit- und kurzzeitgealtertem Zustand -11° bzw. -16° betragen. Am stärksten sind die Winkelverringern nach 9 Tagen, wobei die Abnahme des Bitumen-Phasenwinkels nun weitaus größer ausfällt als auf Asphaltenebene: Mit einer Verringerung von 26° beträgt sie rund das 1,7-fache der Abnahme des Asphalt-Phasenwinkels.



**Abb. 5.9:** Vergleich der Änderung des Asphalt-Phasenwinkels  $\phi$  bei 1,0 Hz mit der Änderung des Bitumen-Phasenwinkels  $\delta$  bei 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C

Das Prüfprogramm I zeigte also, dass die Dauer der VAPro-Alterung einen signifikanten Einfluss auf das mechanische Verhalten von Asphaltbeton und die rheologischen Eigenschaften seines Bindemittels hat. Je länger die Dauer der VAPro-Alterung war, desto größer waren die beobachteten Zuwächse an Steifigkeit und Sprödhheit. Dabei waren die Materialveränderungen auf Bitumenebene klarer sichtbar als auf Asphaltebene.

Diese Ergebnisse deuten darauf hin, dass eine Asphaltbetondeckschicht über die gesamte Dauer der Liegezeit Alterungsprozessen zufolge hoher Straßenoberflächentemperaturen im Sommer und reaktiven Gasen aus der Umgebungsluft unterworfen ist. Obwohl also die reaktiven Gase nur durch die Poren der Deckschicht strömen können und somit nur eine begrenzte Kapazität an innerer Oberfläche als Reaktionsfläche zur Verfügung steht, kommt es nach längerer Dauer zu keiner Abflachung des Steifigkeits- und Sprödhheitswachstums, sondern nehmen die Alterungseffekte mit der Dauer der Liegezeit zu.

# Kapitel 6

## Prüfprogramm II - Untersuchung des Einflusses des Bitumengehalts

### 6.1 Ablauf

Das zweite Prüfprogramm widmet sich den beiden folgenden Fragestellungen: Welchen Einfluss hat erstens die Variation des Bitumengehalts auf die mittels VAPro-Alterung induzierten Asphaltveränderungen? Und gibt es zweitens signifikante Änderungen im Materialverhalten, wenn die Probekörper nicht sofort nach der Alterung mit dem Spaltzug-Schwellversuch geprüft werden, sondern vor ihrer Prüfung noch für eine Liegezeit von zehn Tagen gelagert werden? Untersucht wurden diese Fragen anhand eines Splittmastixasphalts der Sorte SMA 11 deck PmB 45/80-65, S3. Die Verwendung dieses Asphalttyps rührt daher, da in einem vorangehenden Forschungsprojekt ein SMA 11 mit 5,6 M.-% Bindemittelgehalt mit VAPro konditioniert wurde und dabei wenig Materialveränderungen beobachtet wurden. Es wurde die Hypothese aufgestellt, dass der Splittmastixasphalt weniger Alterung zeigt, da die resultierende Bindemittelfilmstärke aufgrund des Asphaltkonzeptes und des höheren Bindemittelgehalts größer ist als beim AC 11. Daher wurden von dieser Sorte drei verschiedene Mischgüter hergestellt, wobei jedes einen anderen Bitumengehalt aufweist. Dieser beträgt, abhängig vom Mischgut, entweder 4,6 % , 5,0 % oder 5,4 %. Von diesen Mischgütern wurden jeweils mehrere Platten hergestellt, aus denen eine ausreichende Anzahl an Probekörpern herausgebohrt wurde. Diese Asphaltprobekörper wurden wiederum zunächst auf ihre Luftdurchlässigkeit hin geprüft, um ihre Eignung für die VAPro-Alterung nachzuweisen. Somit wurden schließlich je Bindemittelgehalt sechs zylindrische Asphaltprobekörper gewonnen, die zudem ausreichend luftdurchlässig sind, was insgesamt in achtzehn Probekörpern resultierte.

Eine Auflistung all dieser Probekörper inklusive deren Hohlraumgehalt ist in Tabelle 6.1 ersichtlich:

Bitumengehalt					
4,6 %		5,0 %		5,4 %	
Probekörper	Hohlr.gehalt	Probekörper	Hohlr.gehalt	Probekörper	Hohlr.gehalt
E 1147 C	7,9 %	E 1140 C	7,5 %	E 1134 E	7,1 %
E 1147 D	8,7 %	E 1140 G	7,3 %	E 1134 G	7,4 %
E 1147 F	8,1 %	E 1141 C	8,1 %	E 1135 E	6,2 %
E 1147 H	8,6 %	E 1141 D	7,8 %	E 1135 G	7,1 %
E 1148 F	7,5 %	E 1141 F	7,6 %	E 1153 E	9,1 %
E 1148 G	8,2 %	E 1141 G	6,3 %	E 1153 F	8,8 %

**Tab. 6.1:** Probekörper des Prüfprogramms II

Alle achtzehn Probekörper wurden analog zum Vorgehen im Prüfprogramm I zuerst vor dem Laboralterungsprozess einem Spaltzug-Schwellversuch unterzogen, um die mechanische Steifigkeit,

ausgedrückt als dynamischer Modul  $|E^*|$ , und den Phasenverschiebungswinkel des Asphalts  $|\phi^*|$  im kurzzeitgealterten Zustand zu ermitteln. Danach wurden Gruppen von jeweils drei Probekörpern für eine Dauer von drei Tagen mittels VAPro gealtert. Dabei wurden von jeder Probekörpergruppe bestehend aus sechs Probekörpern mit gleichem Bitumengehalt drei Stück direkt nach dem Alterungsprozess dem Spaltzug-Schwellversuch unterzogen und die restlichen drei Probekörper erst nach einer Liegezeit von zehn Tagen. Die Gruppierung der Probekörper nach Liegedauer ist in den folgenden Tabellen ersichtlich:

Bitumengehalt	4,6 %	5,0 %	5,4 %
<b>Bezeichnung Probekörper</b>	E 1147 C E 1147 F E 1148 F	E 1140 G E 1141 C E 1141 F	E 1134 E E 1134 G E 1153 E

Tab. 6.2: Probekörper des Prüfprogramms II ohne Liegedauer

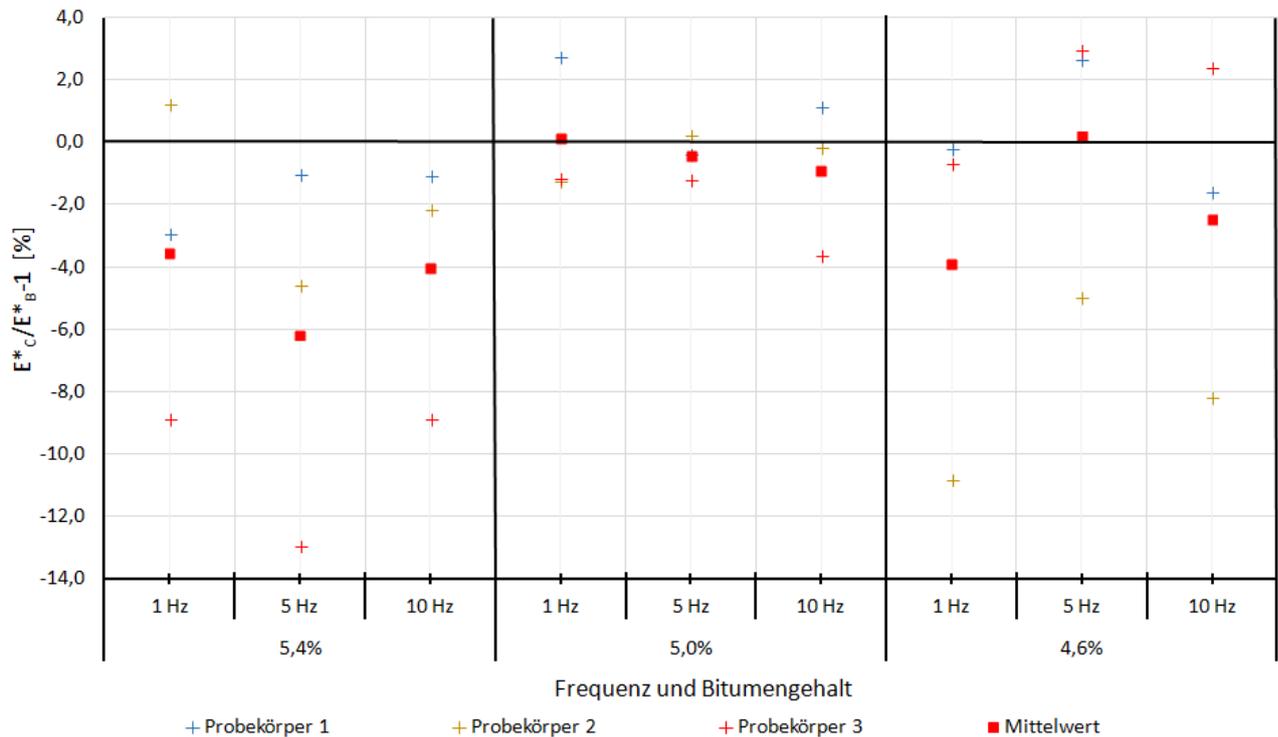
Bitumengehalt	4,6 %	5,0 %	5,4 %
<b>Bezeichnung Probekörper</b>	E 1147 H E 1147 D E 1148 G	E 1140 C E 1141 D E 1141 G	E 1153 F E 1135 G E 1135 E

Tab. 6.3: Probekörper des Prüfprogramms II mit einer Liegedauer von 10 Tagen

Im nächsten Schritt wurden von allen Asphaltprobekörpern nochmals die Steifigkeit und der Phasenverschiebungswinkel durch Prüfung ermittelt, sodass man die Steifigkeiten und Phasenverschiebungswinkel vor und nach der Alterung mittels VAPro gegenüberstellen kann und außerdem die Steifigkeitsveränderungen und Winkelveränderungen mit und ohne zehntägiger Liegedauer vergleichen kann. Schließlich erfolgte dann die Bitumenrückgewinnung aus den Probekörpern und Plattenresten, sodass dann wiederum mit Hilfe des Dynamischen Scherrheometers der Phasenwinkel des Bitumens,  $\delta$ , und der dynamische Schubmodul  $|G^*|$  identifiziert werden konnten.

## 6.2 Ergebnisse und Interpretation

Die Resultate der Steifigkeitsversuche sind jeweils für beide Liegedauern (0 Tage und 10 Tage) in den Abbildungen 6.1 und 6.2 dargestellt. Dabei wird wieder mit  $E_B^*$  die Steifigkeit im kurzzeitgealterten Stadium bezeichnet, während mit  $E_C^*$  die Steifigkeit nach Langzeitalterung mittels VAPro gemeint ist. Die Steifigkeitsveränderungen ergeben sich durch den Zusammenhang  $\frac{E_C^*}{E_B^*} - 1$ . Das bedeutet, dass die Steifigkeit nach der Langzeitalterung mittels VAPro auf jene im kurzzeitgealterten Zustand bezogen wird und anschließend 1 subtrahiert wird, um die relative Steifigkeitsveränderung zu erhalten. Diese Veränderung wird in den Diagrammen in Prozent ausgedrückt und auf der Ordinate dargestellt, während auf der Abszisse sowohl die verschiedenen Prüffrequenzen (1 Hz, 5 Hz und 10 Hz) als auch die drei unterschiedlichen Bindemittelgehalte (5,4 %, 5,0 % und 4,6 %) ablesbar sind. Die Datenpunkte repräsentieren also jeweils die prozentuale Steifigkeitsveränderung eines Probekörpers für eine spezifische Kombination aus

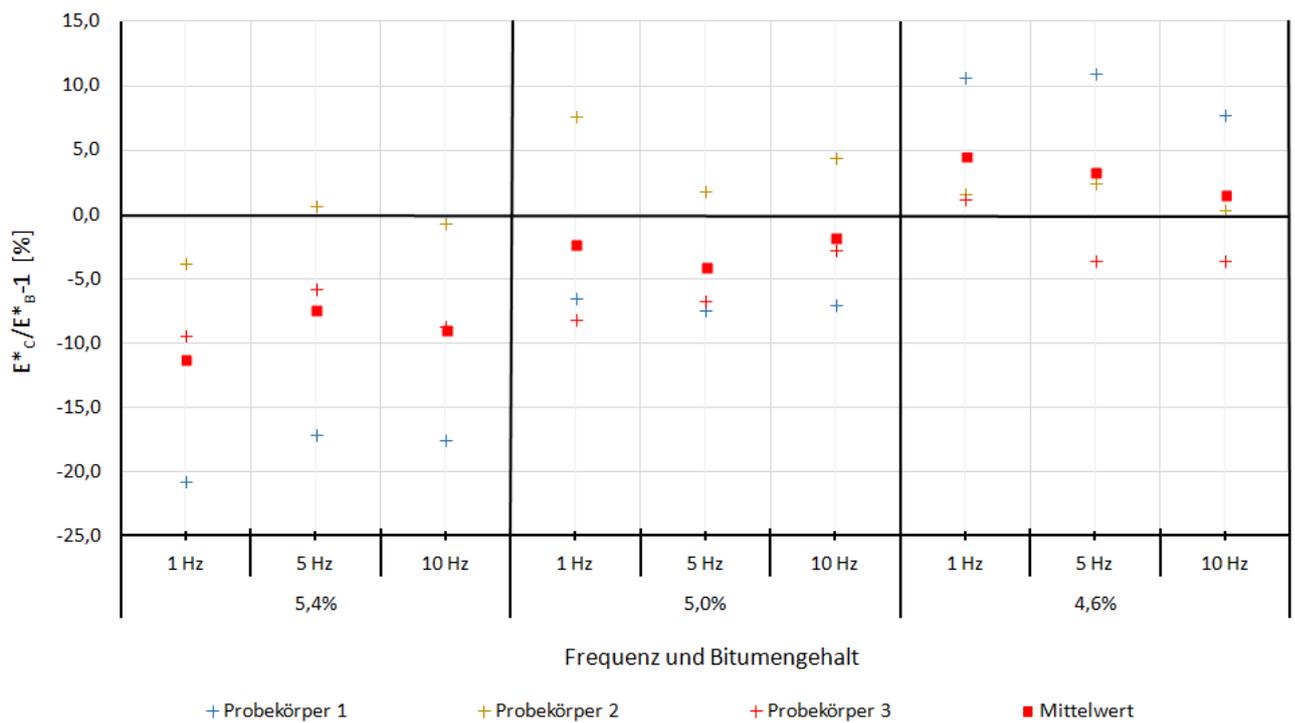


**Abb. 6.1:** Die Veränderung des dynamischen Moduls  $|E^*|$  in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen

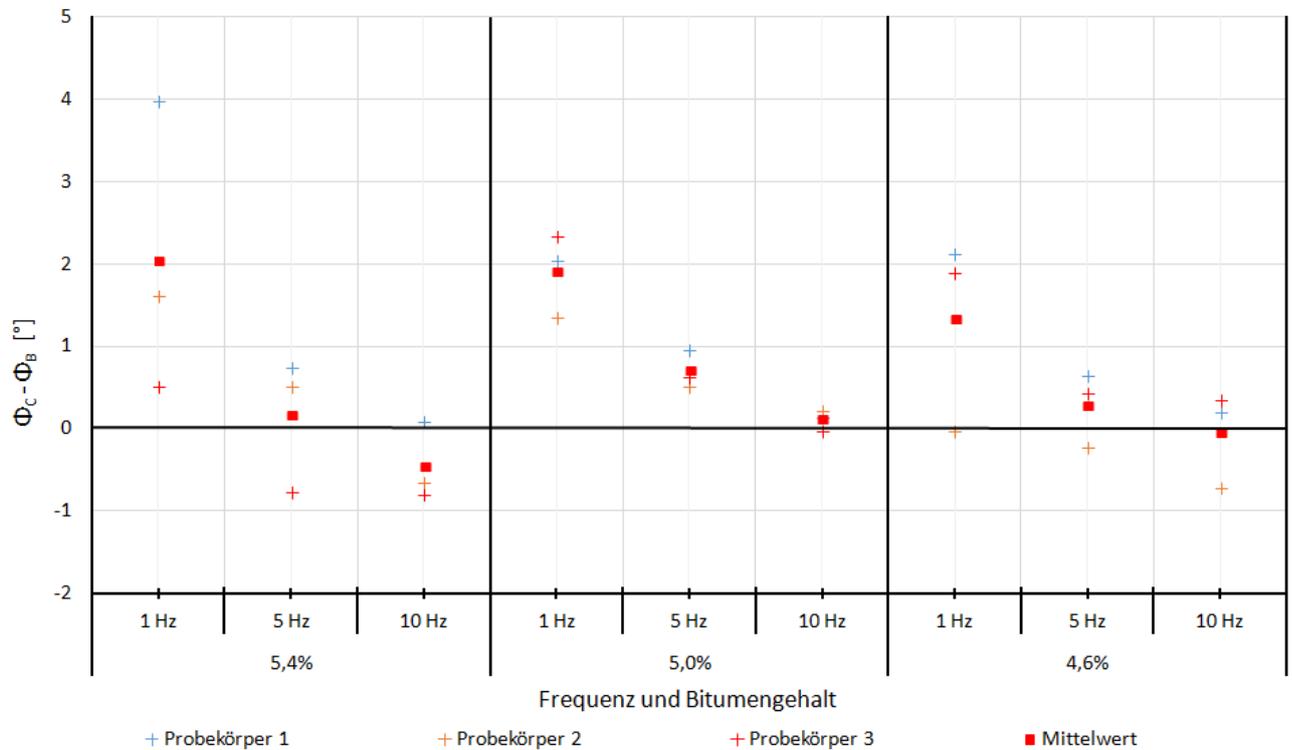
Belastungsfrequenz und Bitumengehalt. Da für jede Frequenz und zugehörigen Bindemittelgehalt Datenpunkte von je drei Probekörpern dargestellt sind, werden zusätzlich auch die Mittelwerte (rote Punkte) der zugehörigen drei Messwerte dargestellt.

Die mittleren prozentualen Steifigkeitsänderungen derjenigen Probekörper, die ohne Liegedauer geprüft wurden (Abbildung 6.1), weisen fast durchgehend negative Werte auf: Beispielsweise wurde bei den Probekörpern mit einem Bindemittelgehalt von 5,4 % und einer Belastungsfrequenz von 5 Hz eine mittlere relative Verringerung um 6,2 % festgestellt. Bei gleicher Frequenz und einem Bitumengehalt von 5,0 % ergab sich ein Absinken des dynamischen Moduls um durchschnittlich 0,4 %. Ausnahmen bilden die Messdaten bei 1 Hz und 5,0 % Bitumengehalt sowie bei 5 Hz und 4,6 % Bindemittelanteil: Hier erfuhren die Steifigkeiten im Mittel leichte Zuwächse, und zwar um 0,1 % beziehungsweise 0,2 %. Insgesamt jedoch liegen alle durchschnittlichen Änderungsraten in einem Intervall von -6,2 % bis +0,2 %. Da bei den Spaltzug-Schwellversuchen von Asphalt eine Messtoleranz von  $\pm 5\%$  zu beachten ist [19], und die erhaltenen Ergebnisse ziemlich genau in dieses Intervall fallen, sind die erhaltenen Daten wohl Messtoleranzen geschuldet. Das bedeutet, dass in Hinblick auf den dynamischen Modul keine signifikanten Veränderungen zwischen Kurzzeit- und Langzeitalterungseffekten festzustellen sind.

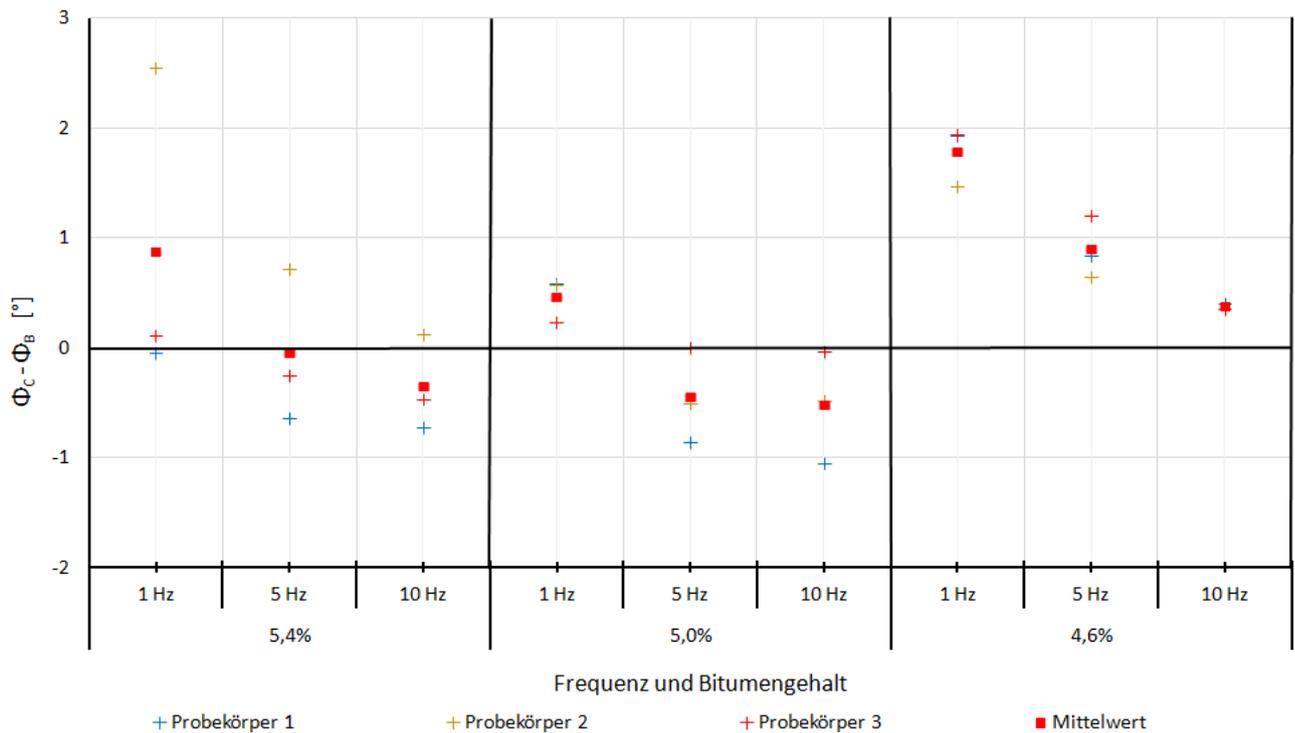
Die Abbildung 6.2 zeigt ebenfalls die Veränderung des dynamischen Moduls in Abhängigkeit des Bindemittelgehalts auf, wobei in diesem Fall die Dauer zwischen VAPro-Alterung und IT-CY-Prüfung zehn Tage betrug. Zwar schwanken die Mittelwerte der Messdaten auch hier in einem eher kleinen Intervall (von -11,3 % bis +4,5 %), und ein gewisser Trend ist erkennbar, allerdings sind die Ergebnisse aufgrund der Wiederholbarkeit der Prüfung auch hier nicht aussagekräftig.



**Abb. 6.2:** Die Veränderung des dynamischen Moduls  $|E^*|$  in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen



**Abb. 6.3:** Die Veränderung des Phasenverschiebungswinkels  $\phi$  auf Asphaltenebene in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen



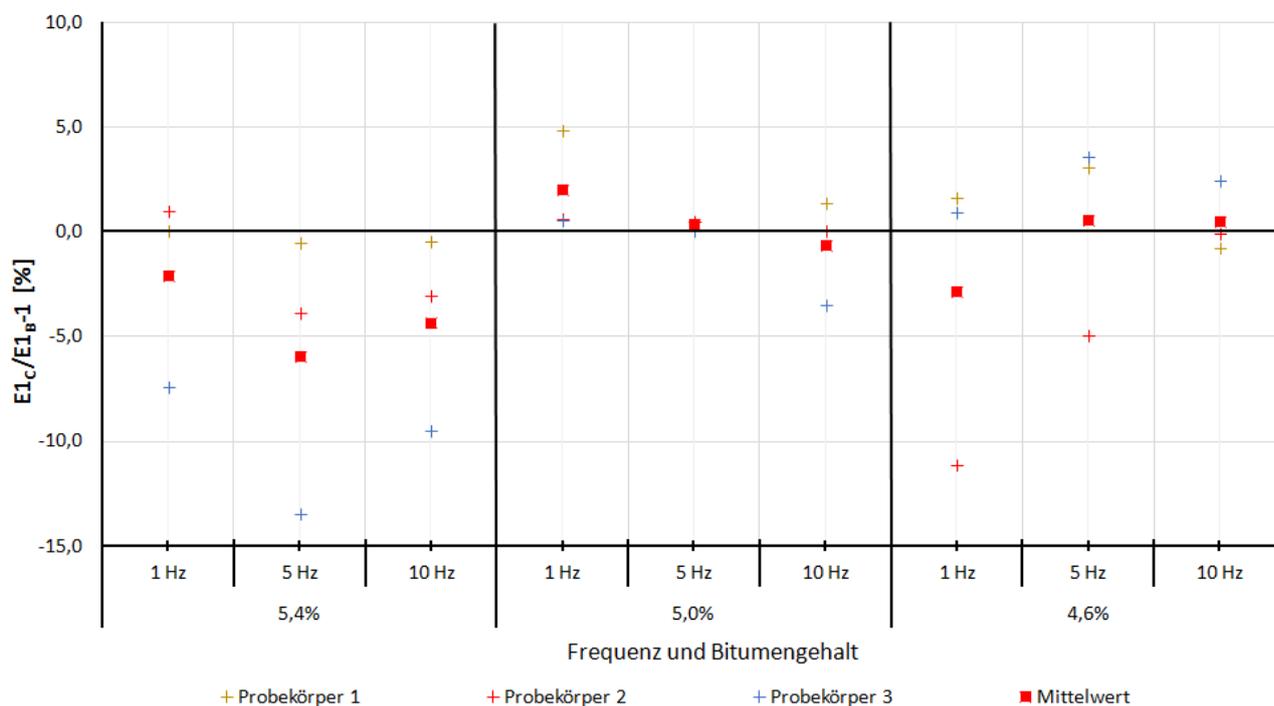
**Abb. 6.4:** Die Veränderung des Phasenverschiebungswinkels  $\phi$  auf Asphaltenebene in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen

Die durch die VAPro-Alterung verursachte Änderung des Phasenverschiebungswinkels wird auch hier wieder durch die Differenz  $\phi_C - \phi_B$  beschrieben. Dabei wird mit  $\phi_C$  der Phasenverschiebungswinkel nach Langzeitalterung mittels VAPro und mit  $\phi_B$  der Phasenverschiebungswinkel im kurzzeitgealterten Zustand bezeichnet. In den Abbildungen 6.3 und 6.4 sind diese Differenzen jeweils für null und zehn Tage Liegedauer in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Binde-mittelgehalt für alle geprüften Asphaltprobekörper, inklusive Mittelwerten, dargestellt.

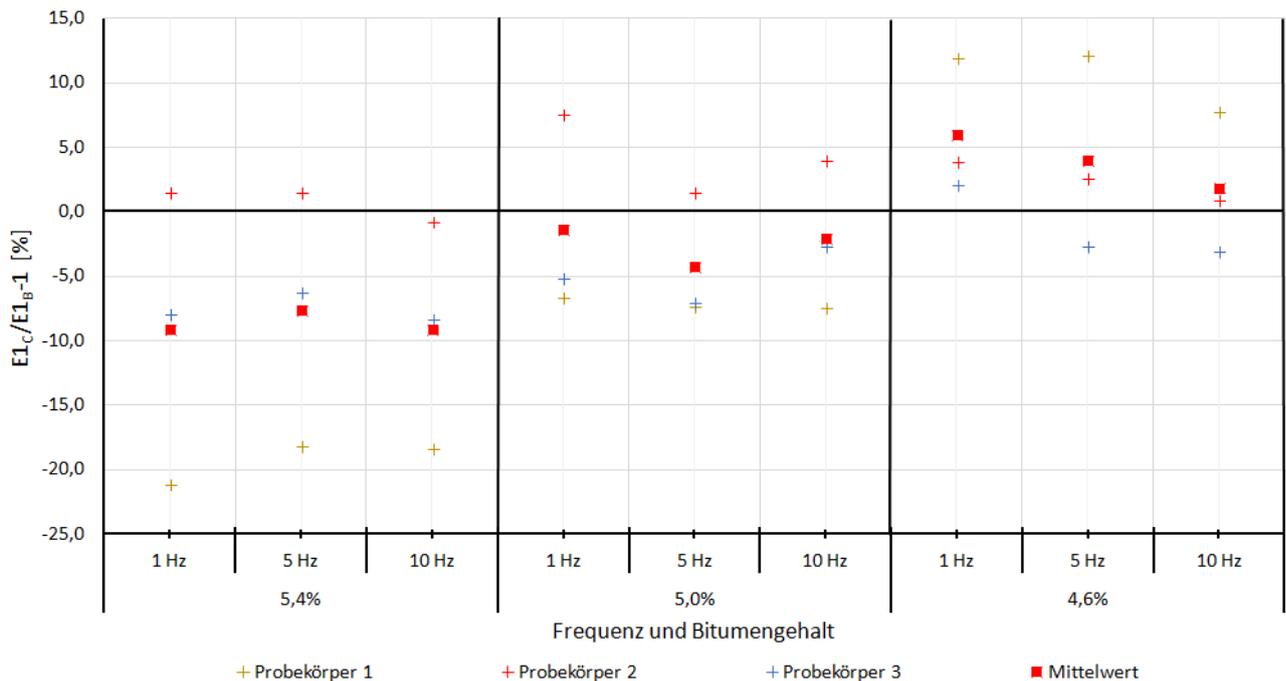
Die mittleren Phasenwinkeländerungen derjenigen Probekörper, die ohne Liegedauer geprüft wurden (Abbildung 6.3), weisen fast durchgehend positive Werte auf. So ist beispielsweise der Phasenwinkel nach der VAPro-Alterung bei den Probekörpern mit einem Bitumengehalt von 5,4 % und einer Prüffrequenz von 1 Hz im Mittel um 2,1° höher als vor dem Alterungsprozess. Insgesamt bewegen sich die arithmetischen Mittel der Winkeländerungen in einem Bereich von -0,5° bis +2,1°. Da also die Schwankungsbreite nur sehr gering ist, befinden sich die Messwerte auch hier innerhalb der Messtoleranzen, sodass anhand dieser Daten keine signifikante Änderung des Asphaltphasenwinkels erkennbar ist.

Ein sehr ähnliches Bild ergibt sich bei denjenigen Probekörpern, die erst nach zehn Tagen Liegedauer der IT-CY-Prüfung unterzogen wurden (Abbildung 6.4): Die mittleren Phasenwinkeländerungen changieren insgesamt zwischen  $-0,5^\circ$  und  $+1,8^\circ$ . Analog gilt hier, dass diese Werte im Rahmen der Prüftoleranzen liegen, sodass keine Signifikanz feststellbar ist.

Es macht auch hier wieder Sinn, die elastische Komponente von  $|E^*|$  zu betrachten, also  $E_1$ , da diese Größe ein Maß für den elastischen Anteil am viskoelastischen Materialverhalten des Asphalts ist. Die prozentuale Änderung des elastischen Anteils  $E_1$  bei Variation des Bindemittelgehalts ist für die verschiedenen Belastungsfrequenzen in den Abbildungen 6.5 und 6.6 jeweils für die unterschiedlichen Liegedauern dargestellt.



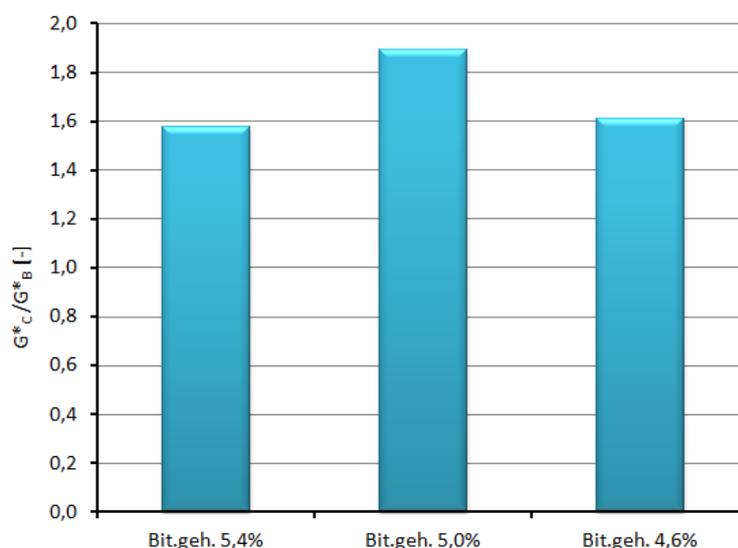
**Abb. 6.5:** Die Veränderung des elastischen Anteils des dynamischen Moduls  $E_1$  in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen



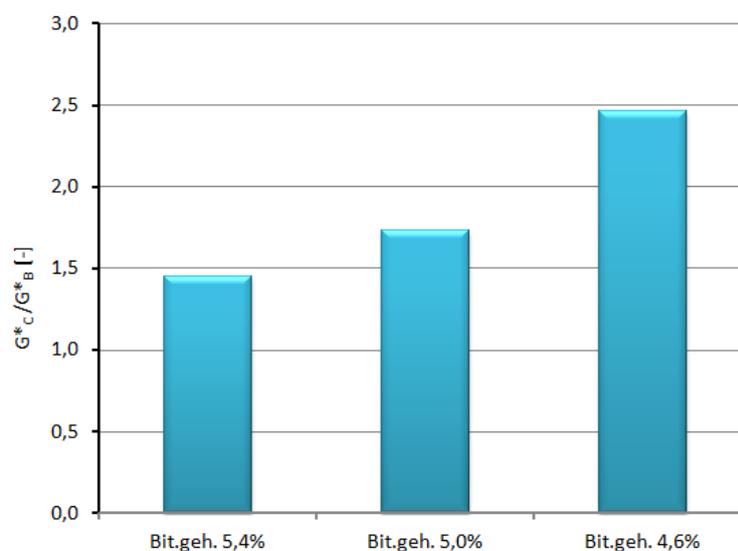
**Abb. 6.6:** Die Veränderung des elastischen Anteils des dynamischen Moduls  $E_1$  in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen

Die Messwerte ohne Liegedauer zeigen ein ähnliches Bild wie der entsprechende dynamische Modul: Die Mittelwerte schwanken nur gering zwischen -6 % und +2 %, sodass nahezu alle Messwerte innerhalb der Messtoleranzen liegen. Auch bei den Messdaten nach zehntägiger Liegedauer zeigt sich ein ähnliches Bild wie beim komplexen Modul: Es ist zwar ein leichter Trend erkennbar, dass die elastischen Anteile mit geringerem Bindemittelgehalt ansteigen, jedoch bewegen sich auch in diesem Fall die Mittelwerte in einem eher kleinen Intervall zwischen -9 % und +6 %, sodass die Aussagefähigkeit dieser Daten sehr begrenzt ist. Das bedeutet also insgesamt, dass auch bei Betrachtung der elastischen Komponente  $E_1$  keine signifikanten Unterschiede zwischen Kurzzeit- und Langzeitalterungseffekten festzustellen sind.

Die mit Hilfe des Dynamischen Scherrheometers ermittelten Veränderungen des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  sind jeweils für beide Liegedauern (0 Tage und 10 Tage) in den Abbildungen 6.7 und 6.8 dargestellt. Dabei wird wieder mit  $G_B^*$  der Schubmodul im kurzzeitgealterten Stadium bezeichnet, während mit  $G_C^*$  die Schubsteifigkeit nach erfolgter VAPro-Alterung gemeint ist. Die relativen Steifigkeitsveränderungen ergeben sich durch den Zusammenhang  $\frac{G_C^*}{G_B^*}$ . Es wird also der Schubmodul nach Langzeitalterung auf jenen im kurzzeitgealterten Zustand bezogen, um die relative Änderung als Faktor zu erhalten. Dieser Quotient wird in den beiden Diagrammen jeweils auf der vertikalen Achse dargestellt, wobei auf der horizontalen Achse die verschiedenen Bindemittelgehalte zu finden sind. Die Betrachtung erfolgt dabei ausschließlich bei einer Prüffrequenz des Dynamischen Scherrheometers von 1,59 Hz und einer zugehörigen Prüftemperatur von 64 °C.



**Abb. 6.7:** Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen

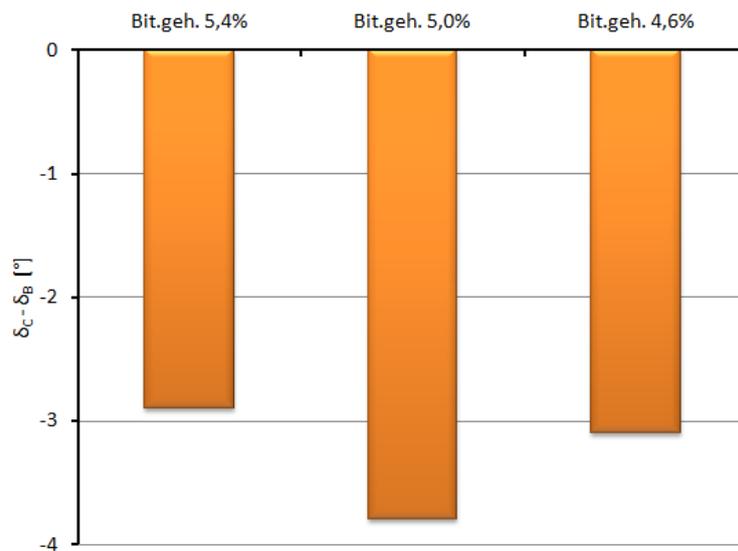


**Abb. 6.8:** Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen

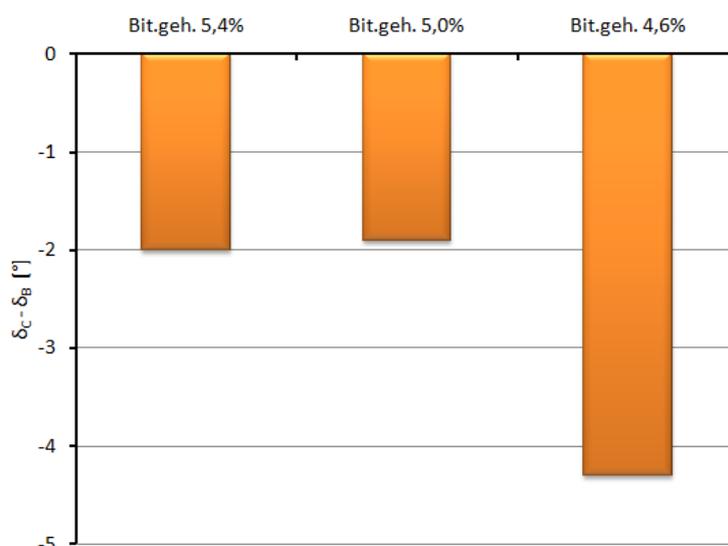
Bei den Probekörpern ohne Liegedauer weist das Wachstum des dynamischen Schubmoduls einen Faktor auf, der zwischen 1,6 (bei 5,4 % Bindemittelgehalt) und 1,9 (5,0 % Bitumenanteil) liegt. Verglichen mit den Wachstumsraten von  $|G^*|$  des Prüfprogramms I sind diese Messwerte erheblich geringer: Der kleinste Anstieg in Abbildung 5.4 mit Faktor 3 ist bereits um rund 50 % größer als der höchste Anstieg hier. Der Schubmodul nach neuntägiger Alterung (Faktor 35 im Vergleich zum kurzzeitgealterten Zustand) ist im Vergleich zu den Messdaten mit null Tagen Liegedauer sogar um mehr als das 17-fache stärker gewachsen. Das bedeutet, dass selbst auf Bitumenebene nur ein sehr geringer Steifigkeitsanstieg beim Splittmastixasphalt erkennbar ist. Da der Schubmodulanstieg bei dem Mischgut mit 5,0 % Bindemittelanteil sowohl höher ist als bei dem Asphalt mit 5,4 %, als auch beim Asphaltmischgut mit 4,6 % Bitumengehalt, ist hier kein

eindeutiger Zusammenhang zwischen Bindemittelgehalt und Schubmodulveränderung erkennbar. Bei den Probekörpern mit zehntägiger Liegedauer zeigen sich ebenfalls nur relativ geringe Anstiege von  $|G^*|$ : Die Schubmoduln nach Langzeitalterung liegen zwischen dem 1,5-fachen (bei 5,4 % Bitumengehalt) und dem 2,5-fachen (bei 4,6 % Bindemittelgehalt) des Wertes im kurzzeitgealterten Zustand. Somit sind auch hier die Wachstumsraten von  $|G^*|$  weitaus geringer als im Prüfprogramm I. Jedoch ist hier im Gegensatz zu den Probekörpern ohne Liegedauer ein Trend zu sehen, der theoretisch eine Korrelation zwischen Bitumengehalt und Schubmodulwachstum andeuten würde: Je geringer der Bindemittelgehalt, desto höher sind hier die Wachstumsraten des dynamischen Schubmoduls. Diese Hypothese wird nach Diskussion der Messdaten des Bitumen-Phasenverschiebungswinkels im folgenden Abschnitt noch diskutiert werden.

Die durch die VAPro-Alterung verursachte Änderung des Phasenverschiebungswinkels  $\delta$  auf Bitumenebene wird mathematisch durch die Differenz  $\delta_C - \delta_B$  beschrieben. Dabei wird wieder mit  $\delta_C$  der Phasenverschiebungswinkel nach Langzeitalterung mittels VAPro sowie mit  $\delta_B$  der Phasenverschiebungswinkel nach Kurzzeitalterung bezeichnet. In den Abbildungen 6.9 und 6.10 sind diese Differenzen jeweils für 0 Tage und 10 Tage Liegedauer in Abhängigkeit des Bindemittelgehalts für eine Prüffrequenz im Dynamischen Scherrheometer von 1,59 Hz und zugehöriger Prüftemperatur von 64 °C dargestellt.



**Abb. 6.9:** Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen



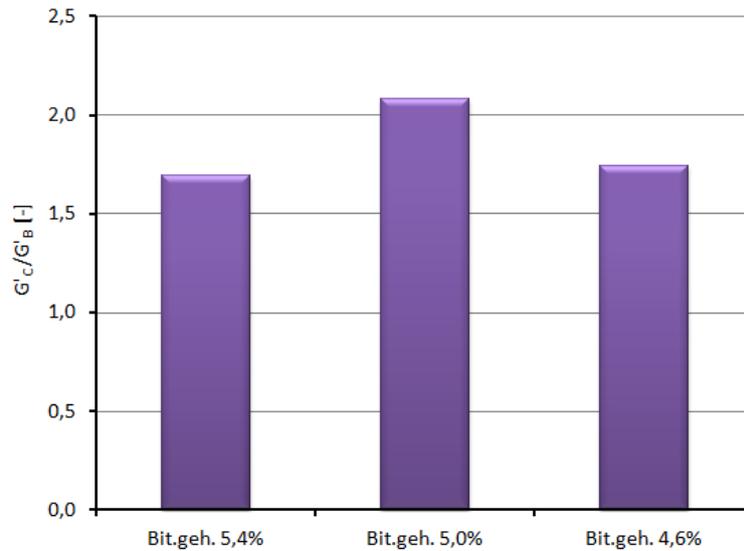
**Abb. 6.10:** Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen

Da die Phasenwinkel vor Durchlauf des VAPro ( $\delta_B$ ) durchgehend größer sind als nach der Laboralterung ( $\delta_C$ ), besitzen alle errechneten Differenzen negative Werte. Das heißt, dass sich bei allen Bitumengehalten und bei beiden Liegedauern das viskoelastische Materialverhalten des geprüften Bitumens vermindert, was mit einer entsprechend großen Zunahme des elastischen Verhaltens und zunehmender Versprödung einhergeht. Dabei weisen die Probekörper ohne Liegedauer eine Verringerung des Winkels um 2,9° (Bindemittelgehalt 5,4 %) bis 3,8° (Bitumengehalt 5,0 %) auf. Da die Abnahme des Phasenverschiebungswinkels nicht um so stärker ausfällt, je geringer der Bindemittelgehalt ist, ist hier wieder kein derartiger Trend aus den Daten ablesbar. Bei den Probekörpern mit zehntägiger Liegedauer bewegen sich die Phasenwinkeldifferenzen zwischen 2,0° (Bindemittelgehalt 5,4 %) und 4,3° (Bitumengehalt 4,6 %), also in einem ähnlichen Rahmen wie bei den Probekörpern ohne Liegezeit. Hier ist jedoch ein ähnlicher Trend erkennbar wie bei den dynamischen Schubmoduln  $|G^*|$ : Die Abnahme des Winkels ist beim geringsten Bindemittelgehalt am höchsten, und zwar etwa doppelt so hoch als bei den beiden höheren Bindemittelgehalten. Da allerdings die Winkelabnahme bei 5,0 % Bindemittelgehalt leicht geringer ausfällt als bei einem Anteil von 5,4 %, ist bei den Probekörpern mit 10 Tagen Liegedauer keine eindeutige Korrelation zwischen Abnahme des Bitumengehalts und Absinken des Phasenverschiebungswinkels identifizierbar. Verglichen mit den entsprechenden Werten des Prüfprogramms I, erkennt man auch hier wieder, dass bei beiden Liegedauern die Winkelverringerungen deutlich kleiner ausfallen: Während beim Asphaltbeton das Maximum der Abnahme 26,2° betrug, beträgt die größte Phasenwinkeldifferenz auf Bitumenebene im Prüfprogramm II lediglich 4,3°. Die beiden Maxima sind also um den Faktor 6 verschieden.

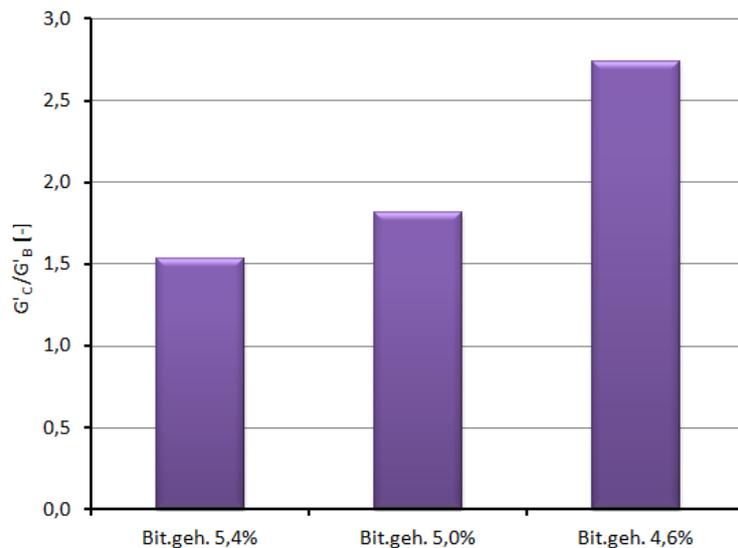
Es lässt sich hier also festhalten, dass anhand der Phasenwinkelveränderungen für alle Bitumengehalte und Liegedauern eine Versprödung und Zunahme des elastischen Materialverhaltens auf Bitumenebene erkennbar ist. Die Verringerungen bewegen sich dabei betragsmäßig in einem annähernd gleichen Rahmen, wobei sie jedoch viel geringer ausfallen als beim Asphaltbeton des Prüfprogramms I.

Die elastische Komponente von  $|G^*|$ , also  $G'$ , ist ein Maß für den elastischen Anteil am insgesamt viskoelastischen Materialverhalten des Bitumens und wird durch die Kombination von  $|G^*|$  und  $\delta$  erhalten. Die Änderung von  $G'$  bei Variation des Bindemittelgehalts ist für die beiden verschiedenen Liegedauern für 1,59 Hz und 64 °C in den Abbildungen 6.11 und

6.12 als Quotient aus  $G'_C$  (langzeitgealtert) und  $G'_B$  (kurzzeitgealtert) dargestellt. Bei beiden Liegedauern fallen die Anstiege nur sehr moderat aus und bewegen sich zwischen 1,5 und 2,7. Dies ist zwar konsistent mit den Messdaten von  $|G^*|$ , da diese ebenfalls nur sehr geringe Zuwächse zeigten, jedoch verglichen mit den Resultaten aus dem ersten Teil des Prüfprogramms nur ein sehr geringer Anstieg: Dort zeigten sich Anstiege von  $G'$  bis um den Faktor 80. Somit lassen auch die Daten der elastischen Schubmodulkomponente nicht den Schluss zu, dass es im Bindemittel des Splittmastixasphalt zu größeren Veränderungen des mechanischen Materialverhaltens aufgrund der VAPro-Alterung gekommen ist, unabhängig von Liegedauer und Bindemittelgehalt.



**Abb. 6.11:** Die Veränderung von  $G'$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen



**Abb. 6.12:** Die Veränderung von  $G'$  bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen

Aus dem Prüfprogramm II wird also ersichtlich, dass bei einem Splittmastixasphalt die Liegedauer keinen sichtbaren Einfluss auf die Alterungseffekte der VAPro-Alterung hat, da sich die Messwerte nicht wesentlich voneinander unterscheiden.

Die Variation des Bindemittelgehalts führte zu unterschiedlichen Steifigkeits- und Sprödheitsanstiegen des Asphalts und Bitumens, sodass ein Einfluss des Bindemittelanteils sichtbar wurde. Jedoch waren die gemessenen Anstiege im Vergleich zu den Werten aus dem Prüfprogramm I weitaus geringer. Außerdem ergab sich keine eindeutige Korrelation zwischen Bitumengehalt und der Änderung des Materialverhaltens. Ebenso wie im ersten Teil des Prüfprogramms wurde auch hier deutlich, dass die aus den Asphaltversuchen gewonnenen Daten weniger Materialverhaltensänderungen aufzeigen als die Messdaten, die auf Bitumenebene mittels Dynamischem Scherrheometer erhalten wurden. Allerdings muss man abschließend sagen, dass die Ergebnisse im zweiten Teil sich nicht signifikant unterscheiden und sich somit keine allgemeingültigen Aussagen treffen lassen. Weiterer Forschungsbedarf ist hier notwendig.

All diese Punkte sind ein klares Indiz dafür, dass sich das Alterungsverhalten von Splittmastixasphalt wesentlich von jenem eines Asphaltbetons unterscheidet. Dies ist auf den ersten Blick nicht überraschend, da beiden Asphaltarten stark verschiedene Mischgutkonzepte zu Grunde liegen. Verglichen zum Asphaltbeton weist Splittmastixasphalt einen weitaus höheren Bindemittelanteil auf, da das Bitumen zusammen mit dem Füller die Mastix bildet. Zudem enthält die Gesteinskörnung nur einen sehr geringen Anteil an Sand und Feinsplitt, jedoch einen hohen Splittanteil (siehe auch 2.1.2). Diese spezielle Struktur macht diese Asphaltart relativ empfindlich hinsichtlich Verformungen. Die Steifigkeitsversuche auf Asphaltebene könnten also dazu geführt haben, dass in einem geringen Maße Schädigungen und Gefügeänderungen -trotz der durchgeführten Vorversuche- in den Splittmastixprobekörpern aufgetreten sind. Zudem ist zu bedenken, dass der hohe Bindemittelanteil auch in durchschnittlich dickeren Bindemittelfilmen auf den Gesteinskornoberflächen resultiert. Dies könnte der Grund dafür sein, dass die Alterungseffekte beim Splittmastixasphalt sich nur sehr begrenzt zeigten, da die beim VAPro-Verfahren eingesetzten reaktiven Gase nur mit den obersten Schichten des Bitumenfilms in Kontakt kommen und mit ihnen chemisch reagieren, während die darunterliegenden Schichten des Bindemittelfilms nicht oder nur wenig mit ihnen in Kontakt kommen.

# Kapitel 7

## Zusammenfassung und Ausblick

Die im Rahmen dieser Diplomarbeit ausgeführten Untersuchungen zeigen, dass Asphaltbeton und Splittmastixasphalt sehr verschiedene Materialveränderungen aufweisen, wenn sie einer Langzeitalterung mittels Viennese Aging Procedure unterworfen werden.

Das Prüfprogramm gliederte sich in zwei Teile, wobei im ersten Teil ein Asphaltbeton untersucht wurde. Die aus diesem Mischgut hergestellten Probekörper wurden dabei unterschiedlichen Alterungsdauern unterzogen. Im zweiten Teil des Prüfprogramms wurden drei verschiedene Mischgüter aus Splittmastixasphalt untersucht, die jeweils einen anderen Bitumengehalt aufweisen. Zusätzlich wurde versucht zu ermitteln, ob sich das Materialverhalten des Asphalts ändert, wenn die entsprechenden Probekörper nach erfolgter VAPro-Alterung nicht sofort geprüft, sondern davor 10 Tage lang gelagert werden.

Die Änderung des mechanischen Materialverhaltens der Asphaltprobekörper wurde mittels Spaltzug-Schwellversuchen (IT-CY) ermittelt. Nach Rückgewinnung des Bitumens aus den Probekörpern und Plattenresten erfolgten außerdem Messungen mit Hilfe des Dynamischen Scherrheometers, um die rheologischen Eigenschaften nach der VAPro-Alterung festzustellen. Als Bezugsrahmen fungierten bei allen Prüfungen die mechanischen und rheologischen Eigenschaften des Asphalts beziehungsweise Bitumens im kurzzeitgealterten Stadium, das dem Zustand nach Herstellung des Asphaltmischguts entspricht.

Beim Asphaltbeton zeigte sich, dass die Dauer der VAPro-Alterung einen signifikanten Einfluss auf das Alterungsverhalten hat. Eine Korrelation zwischen längerer Konditionierungsdauer und erhöhter Steifigkeit beziehungsweise Versprödung des Mischguts konnte festgestellt werden, wobei auf Bitumenebene diese Effekte deutlicher hervortraten als auf Asphaltebene.

Der im Rahmen des zweiten Prüfprogramms untersuchte Splittmastixasphalt zeigte nach VAPro-Alterung kein einfach zu interpretierendes Materialverhalten. So gab es keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen der Liegedauer und den mechanischen beziehungsweise rheologischen Materialveränderungen. Außerdem zeigten die Prüfergebnisse auf Asphaltebene keine signifikanten Veränderungen des Werkstoffverhaltens, und zwar unabhängig vom Bitumengehalt. Die mittels Dynamischem Scherrheometer gewonnenen Messergebnisse ließen zwar erkennen, dass das Bindemittel sehr wohl steifer und elastischer wird, jedoch sind auch diese Veränderungen verglichen mit jenen aus dem ersten Teil des Prüfprogramms relativ gering. Somit lässt sich insgesamt festhalten, dass der Einfluss der Liegedauer sich als unbedeutend erwiesen hat, während unterschiedliche Bindemittelgehalte durchaus jeweils spezifische Änderungen im Materialverhalten zur Folge haben. Es konnte zwar keine eindeutige Korrelation zwischen Bitumengehalt und Verhaltensänderung identifiziert werden. Dennoch bleibt der Bindemittelanteil ein interessanter Parameter mit Einfluss auf die Alterungsneigung, der bei zukünftigen Forschungsarbeiten eingängiger untersucht werden sollte.

# Literaturverzeichnis

- [1] *Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung*. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 2009.
- [2] H. Backe, W. Hiese und R. Möhring. *Baustoffkunde*. 11. Aufl. Köln: Werner Verlag, 2009. ISBN: 978-3-8041-4504-7.
- [3] R. Blab und L. Eberhardsteiner. *Strassenbau und Strassenerhaltung LVA 230.040; Vorlesungsskript*.
- [4] H. Buchta, E. Eustacchio, O. Henögl, M. Kostjak, R. Krzemien, G. Lenk, J. Litzka, W. Müller, H. Nievelt, F. Pass, H. Reininger, T. Schinkinger und V. Vasiljevic. *GESTRATA Asphalt Handbuch*. 3. Aufl. Wien: GESTRATA, 2002.
- [5] R. Cetinkaya. „Bewertung der Einflussgrößen auf die thermisch-oxidative Alterung von Bitumen im Asphalt“. In: *Schriftenreihe des Lehrstuhls für Verkehrswegebau der Universität Bochum* 23 (2011).
- [6] *DIN EN 12697:2012: Asphalt-Prüfverfahren für Heißasphalt-Teil 6: Bestimmung der Raumdichte von Asphalt-Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12697-6:2012*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Juli 2012.
- [7] *DIN EN 12697:2018: Asphalt-Prüfverfahren-Teil 12: Bestimmung der Wasserempfindlichkeit von Asphalt-Probekörpern; Deutsche Fassung EN 12697-12:2018*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Okt. 2018.
- [8] *DIN-EN-13043:2001: Gesteinskörnungen für Asphalt und Oberflächenbehandlungen für Straßen, Flugplätze und andere Verkehrsflächen*. Berlin: DIN Deutsches Institut für Normung e. V., Sep. 2002.
- [9] L. Eberhardsteiner. *Pavement Design and Modelling LVA 230.045; Vorlesungsskript; Sommersemester 2020*.
- [10] *Hartsteinwerk Loja*. (abgerufen 18. Mai, 2020). URL: <http://www.loja.at/index.html>.
- [11] M. Hase, W. Beyersdorf, A. Hase und K. Zumsande. *Verfahren zur Prognose des Alterungsverhaltens von Asphalt*. Sachstandsbericht. HNL Ingenieur- und Prüfgesellschaft mbH Pinneberg, 2015. 28 S.
- [12] *Hochmodifizierte Bindemittel – PmB HiM*. (abgerufen 16. November, 2019). URL: <http://www.gestrata.at/publikationen/archiv-journal-beitrag/gestrata-journal-151/hochmodifizierte-bindemittel-pmb-him>.
- [13] M. Hoffmann und B. Hofko. *Strassenwesen LVA 233.030; Vorlesungsskript*.
- [14] B. Hofko. *Baustoffe im Verkehrswegebau LVA 230.025; Vorlesungsskript; Sommersemester 2016*.
- [15] *Lexikon der Geographie: Gestein*. 2001 (abgerufen 11. November, 2019). URL: <https://www.spektrum.de/lexikon/geographie/gestein/3031>.
- [16] G. Neroth und D. Vollenschaar (Hrsg.) *Wendehorst Baustoffkunde*. 27. Aufl. Wiesbaden: Vieweg+Teubner, 2011. ISBN: 978-3-8351-0225-5.

- [17] *Rheologie*. (abgerufen 16. November, 2019). URL: <https://www.chemie.de/lexikon/Rheologie.html>.
- [18] D. Steiner. *Entwicklung und Optimierung einer Labor-Alterungsmethode für Asphaltprobekörper zur Simulation der Langzeitalterung und Bewertung der Alterungsbeständigkeit*. Diplomarbeit. Technische Universität Wien, 2014. 84 S.
- [19] D. Steiner, B. Hofko und R. Blab. „Effect of Air void content and repeated testing on stiffness of asphalt Mix specimen“. In: *Civil Engineering Conference in the Asian Region 7* (2016).
- [20] D. Steiner, B. Hofko, M. Hospodka, F. Handle, H. Grothe, J. Füssl, L. Eberhardsteiner und R. Blab. „Towards an optimised lab procedure for long-term oxidative ageing of asphalt mix specimen“. In: *International Journal of Pavement Engineering* 17 (2016), S. 471–477.
- [21] E. Straube und H. Beckedahl. *Straßenbau und Straßenerhaltung*. 5. Aufl. Berlin: Erich Schmidt, 2000. ISBN: 3-503-05852-4.
- [22] *The Strategic Highway Research Program: An Investment That Has Paid Off*. März/April 1998 (abgerufen 16. November, 2019). URL: <https://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/98marapr/shrp.cfm>.

# Abbildungsverzeichnis

2.1	Penetrationsversuch schematisch [3]	14
2.2	Erweichungspunkt Ring und Kugel schematisch [3]	15
2.3	Brechpunkt nach Fraaß schematisch [3]	15
2.4	Kraft-Duktilität schematisch [14]	16
2.5	Elastische Rückstellung schematisch [14]	16
2.6	Direct Tension Test schematisch [3]	17
2.7	Biegebalkenrheometer schematisch [3]	18
2.8	Sinusförmige Oszillation der rotierenden Platte des DSR [3]	18
2.9	Dynamisches Scherrheometer schematisch [3]	19
2.10	Rotationsviskosimeter schematisch [3]	19
2.11	Abrieb eines Probekörpers mittels Stahlkugeln [3]	21
2.12	Flaschen-Rollverfahren [3]	21
2.13	Spurbildungsgerät [3]	21
2.14	Marshallprüfung [3]	22
2.15	TSRST-Prüfvorrichtung [14]	23
2.16	UTST-Prüfvorrichtung [14]	24
2.17	Ermittlung der Zugfestigkeitsreserve mit den Ergebnissen aus TSRST und UTST [14]	24
2.18	4-Punkt-Biegeprüfung schematisch [14]	25
2.19	Triaxialer zyklischer Druckschwellversuch schematisch [14]	25
2.20	zeitlicher Verlauf der Alterung	27
2.21	RTFOT schematisch [14]	28
2.22	PAV schematisch [14]	28
3.1	Sieblinie der Gesteinskörnung des Mischguts AC 11 deck PmB 45/80-50A A1, G1	31
3.2	Sieblinie der Gesteinskörnung des Mischguts SMA 11 deck PmB 45/80-65, S3	32
3.3	schematische Darstellung einer Asphaltplatte nach Ausbohren der Probekörper	33
3.4	Versuchsaufbau Durchflussmessung	35
4.1	VAPro: Blick in den Wärmeschrank mit Ölbad (links) und Druckzelle (rechts)	37
4.2	Schematischer Aufbau der Viennese Aging Procedure	38
4.3	Im Probekörper induzierter Horizontalspannungsverlauf	40
4.4	Im Klimaschrank eingebaute IT-CY-Belastungsvorrichtung [18]	41
4.5	Anschauliche Darstellung des Phasenwinkels $\phi$	41
4.6	Interpretation des Phasenverschiebungswinkels $\phi$ als zeitverzögerte Materialantwort	42
4.7	Vakuumdestillation im Rotationsverdampfer	43
4.8	Anschauliche Darstellung des Phasenwinkels $\delta$	45
4.9	Interpretation des Phasenverschiebungswinkels $\delta$ als zeitverzögerte Materialantwort	45
5.1	Die Veränderung des dynamischen Moduls $ E^* $ in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Alterungsdauer	48
5.2	Die Veränderung des Phasenverschiebungswinkels $\phi$ auf Asphaltebene in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Alterungsdauer	49

5.3	Die Veränderung des elastischen Anteils des dynamischen Moduls $E_1$ in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Alterungsdauer . . . . .	50
5.4	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C . . . . .	51
5.5	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C . . . . .	52
5.6	Die Veränderung von $G'$ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C . . . . .	53
5.7	Vergleich der Änderung des dynamischen Moduls bei 1,0 Hz mit der Änderung des dynamischen Schubmoduls bei 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C . . .	53
5.8	Vergleich der Änderung von $E_1$ bei 1,0 Hz mit der Änderung von $G'$ bei 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C . . . . .	54
5.9	Vergleich der Änderung des Asphalt-Phasenwinkels $\phi$ bei 1,0 Hz mit der Änderung des Bitumen-Phasenwinkels $\delta$ bei 1,59 Hz und einer Temperatur von 64 °C . . .	55
6.1	Die Veränderung des dynamischen Moduls $ E^* $ in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen . . .	58
6.2	Die Veränderung des dynamischen Moduls $ E^* $ in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen . . .	59
6.3	Die Veränderung des Phasenverschiebungswinkels $\phi$ auf Asphaltenebene in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen . . . . .	59
6.4	Die Veränderung des Phasenverschiebungswinkels $\phi$ auf Asphaltenebene in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen . . . . .	60
6.5	Die Veränderung des elastischen Anteils des dynamischen Moduls $E_1$ in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen . . . . .	61
6.6	Die Veränderung des elastischen Anteils des dynamischen Moduls $E_1$ in Abhängigkeit von Belastungsfrequenz und Bitumengehalt bei einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen . . . . .	62
6.7	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen	63
6.8	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen	63
6.9	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen . . . . .	64
6.10	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen . . . . .	65
6.11	Die Veränderung von $G'$ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 0 Tagen . . . . .	66
6.12	Die Veränderung von $G'$ bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, einer Temperatur von 64 °C und einer Probekörper-Liegedauer von 10 Tagen . . . . .	66
A.1	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 3 Tagen VAPro-Alterung . . . . .	75
A.2	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 3 Tagen VAPro-Alterung . . . . .	76

A.3	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 6 Tagen VAPro-Alterung . . . . .	76
A.4	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 6 Tagen VAPro-Alterung . . . . .	76
A.5	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 9 Tagen VAPro-Alterung . . . . .	77
A.6	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 9 Tagen VAPro-Alterung . . . . .	77
B.1	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 4,6 % und Liegedauer 0 Tage	78
B.2	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 4,6 % und Liegedauer 0 Tage . . . . .	79
B.3	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,0 % und Liegedauer 0 Tage	79
B.4	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,0 % und Liegedauer 0 Tage . . . . .	79
B.5	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,4 % und Liegedauer 0 Tage	80
B.6	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,4 % und Liegedauer 0 Tage . . . . .	80
B.7	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 4,6 % und Liegedauer 10 Tage	80
B.8	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 4,6 % und Liegedauer 10 Tage . . . . .	81
B.9	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,0 % und Liegedauer 10 Tage	81
B.10	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,0 % und Liegedauer 10 Tage . . . . .	81
B.11	Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls $ G^* $ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,4 % und Liegedauer 10 Tage	82
B.12	Die Veränderung des Phasenwinkels $\delta$ abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,4 % und Liegedauer 10 Tage . . . . .	82

# Tabellenverzeichnis

3.1	Massenanteile der Komponenten des Mischguts AC 11 deck PmB 45/80-50A A1, G1	31
3.2	Massenanteile der Komponenten des Mischguts SMA 11 deck PmB 45/80-65, S3 (Bitumengehalt 5,40 %) . . . . .	32
5.1	Probekörper des Prüfprogramms I . . . . .	46
6.1	Probekörper des Prüfprogramms II . . . . .	56
6.2	Probekörper des Prüfprogramms II ohne Liegedauer . . . . .	57
6.3	Probekörper des Prüfprogramms II mit einer Liegedauer von 10 Tagen . . . . .	57

# Anhang A

## Prüfprogramm I

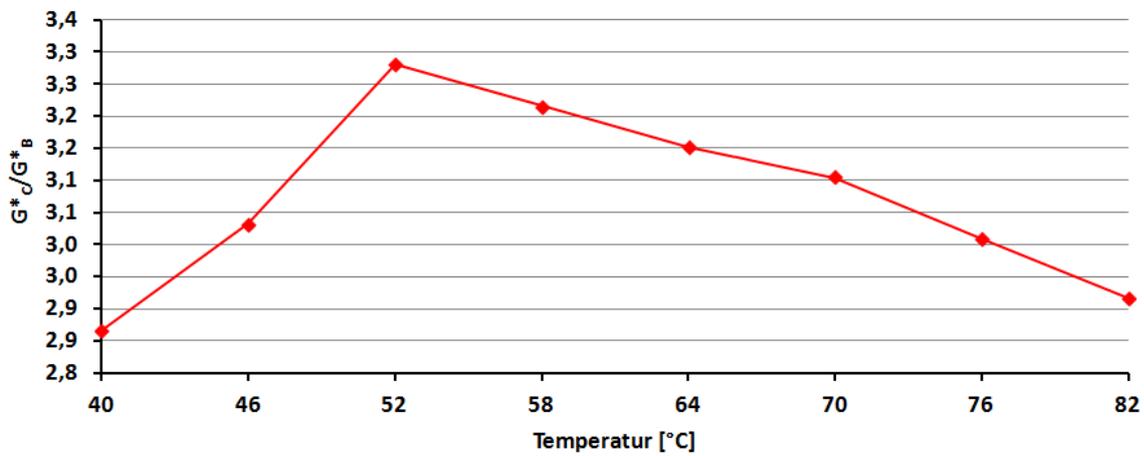


Abb. A.1: Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 3 Tagen VAPro-Alterung

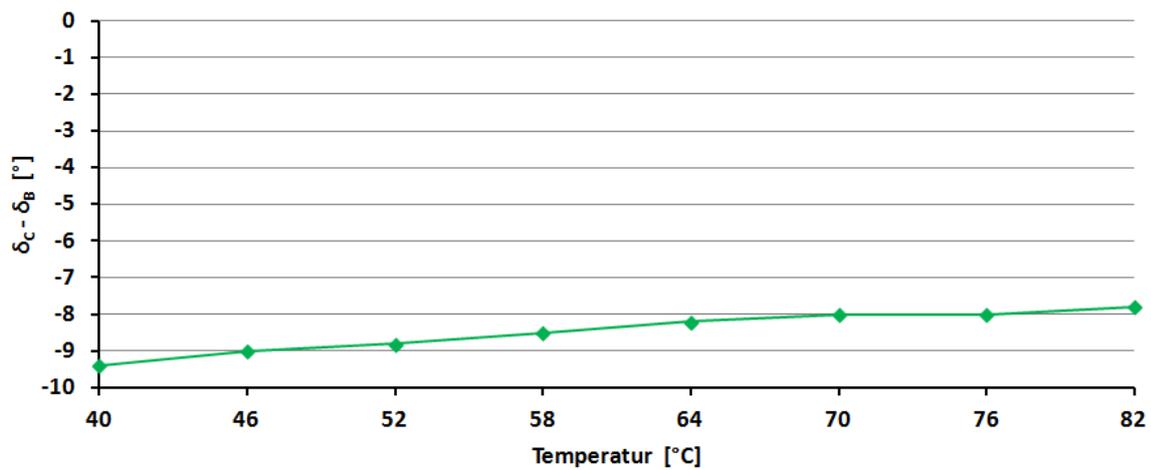


Abb. A.2: Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 3 Tagen VAPro-Alterung

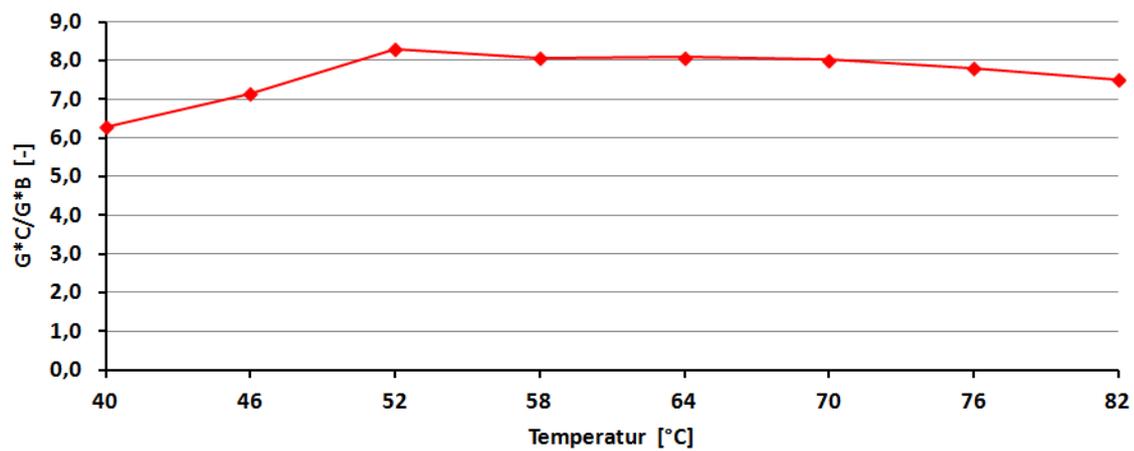


Abb. A.3: Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 6 Tagen VAPro-Alterung

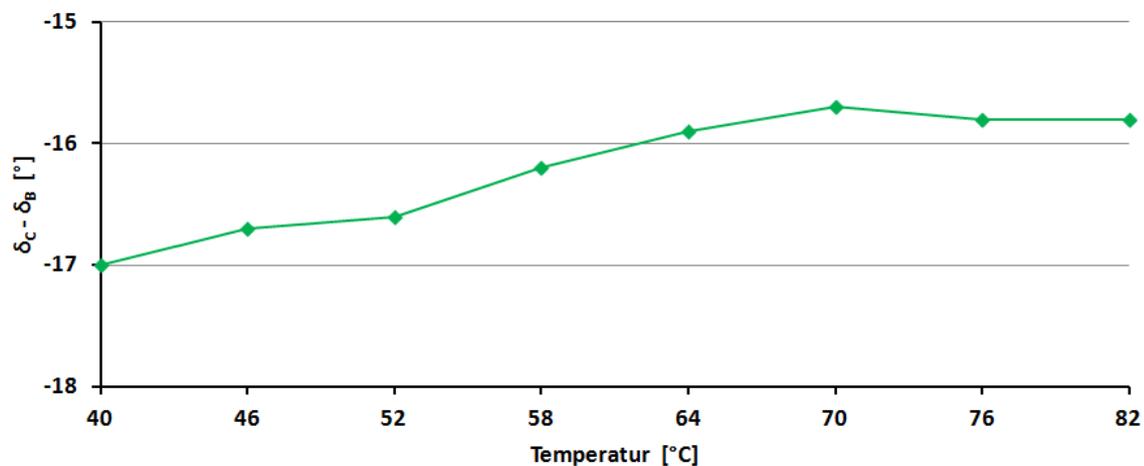


Abb. A.4: Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 6 Tagen VAPro-Alterung

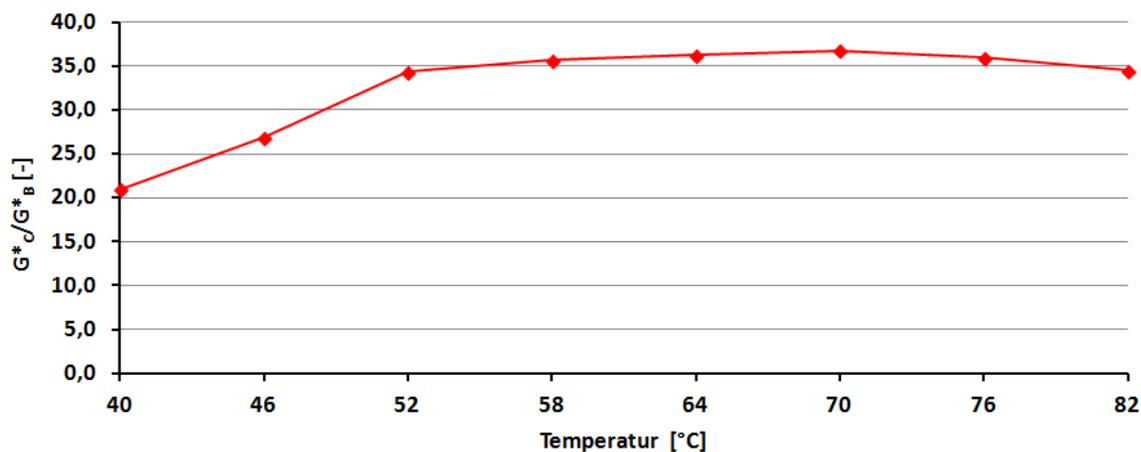


Abb. A.5: Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 9 Tagen VAPro-Alterung

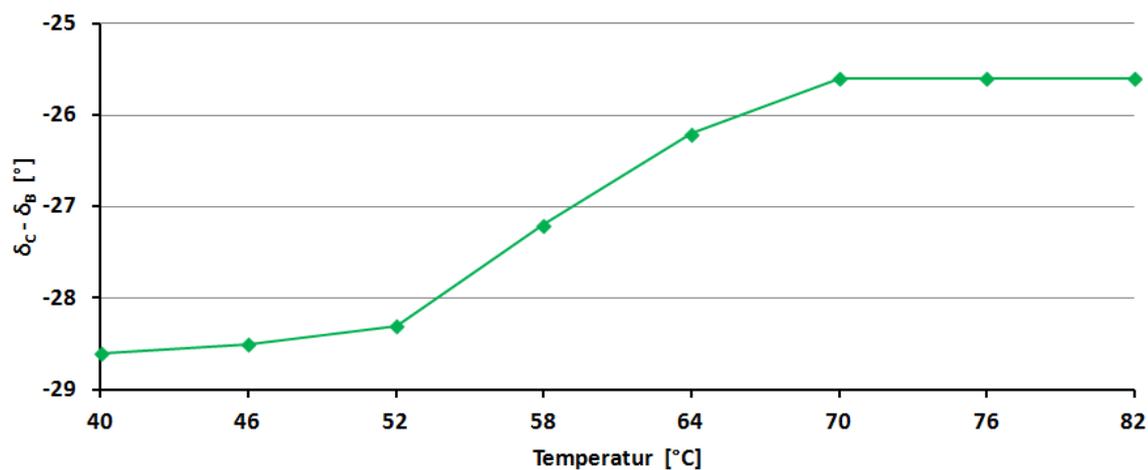
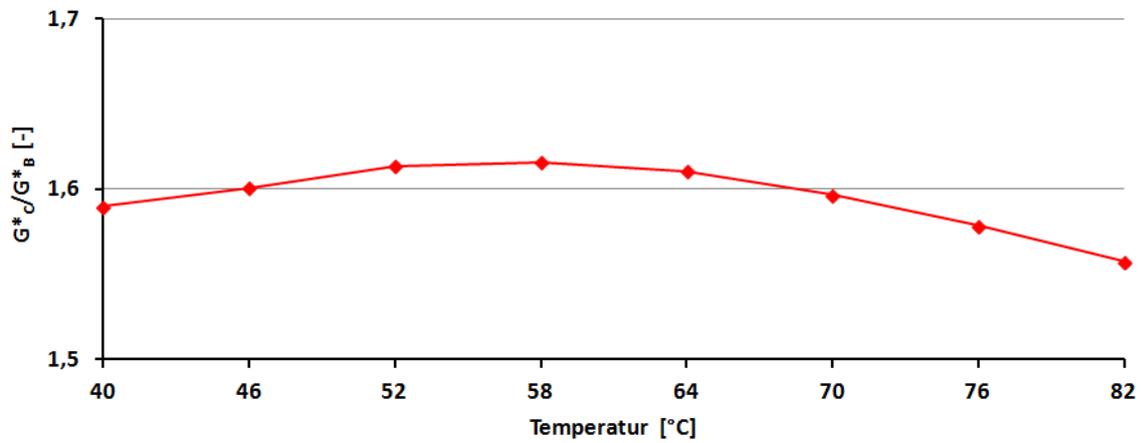


Abb. A.6: Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz nach 9 Tagen VAPro-Alterung

# Anhang B

## Prüfprogramm II



**Abb. B.1:** Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 4,6 % und Liegedauer 0 Tage

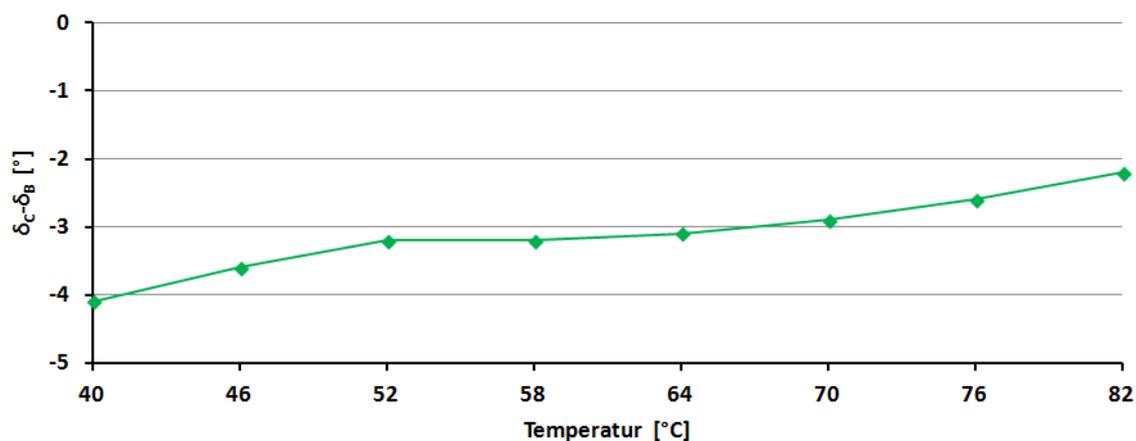


Abb. B.2: Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 4,6 % und Liegedauer 0 Tage

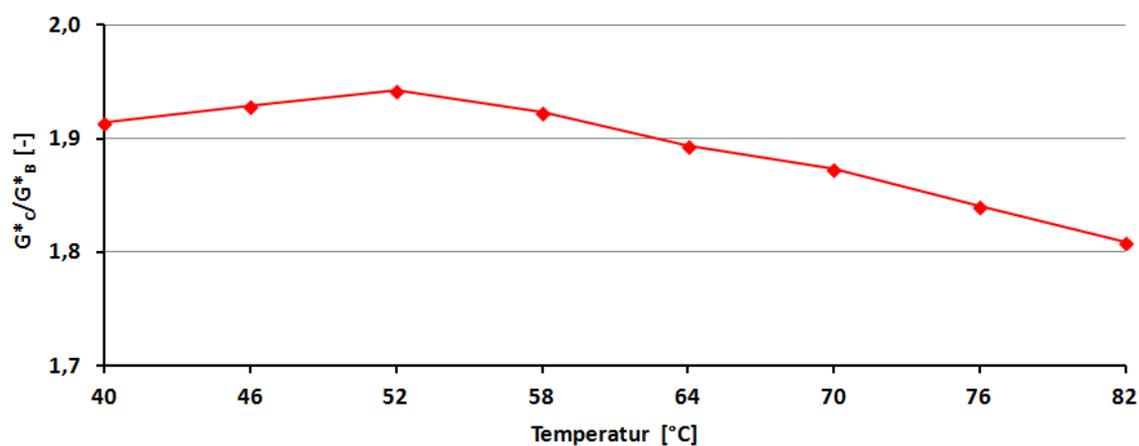


Abb. B.3: Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,0 % und Liegedauer 0 Tage

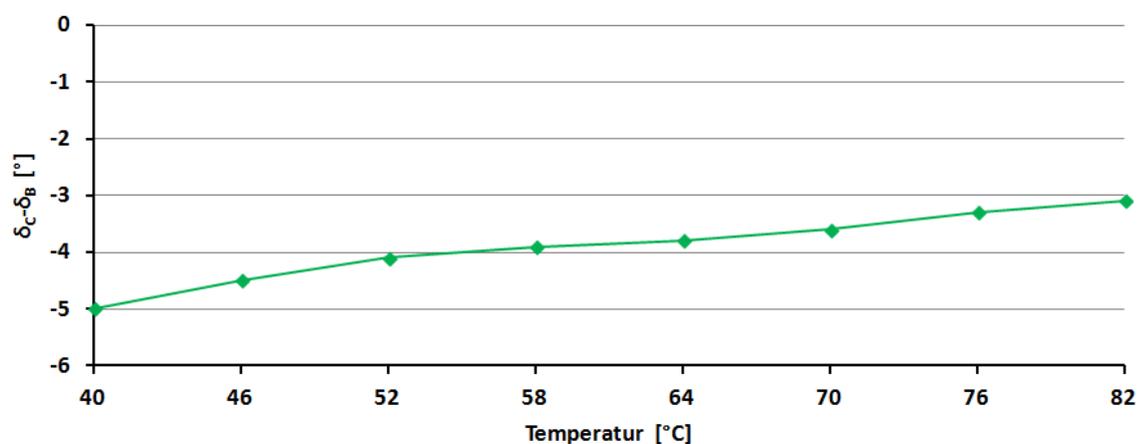


Abb. B.4: Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,0 % und Liegedauer 0 Tage

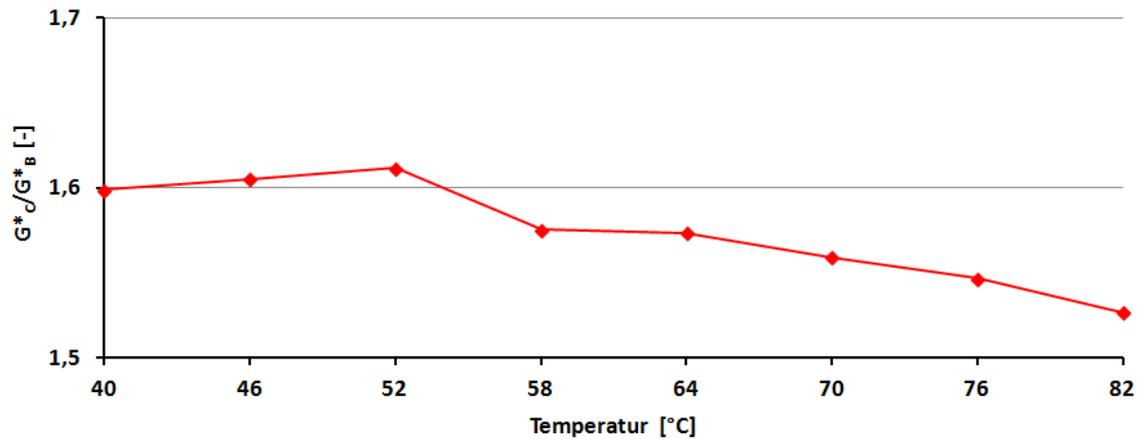


Abb. B.5: Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,4 % und Liegedauer 0 Tage

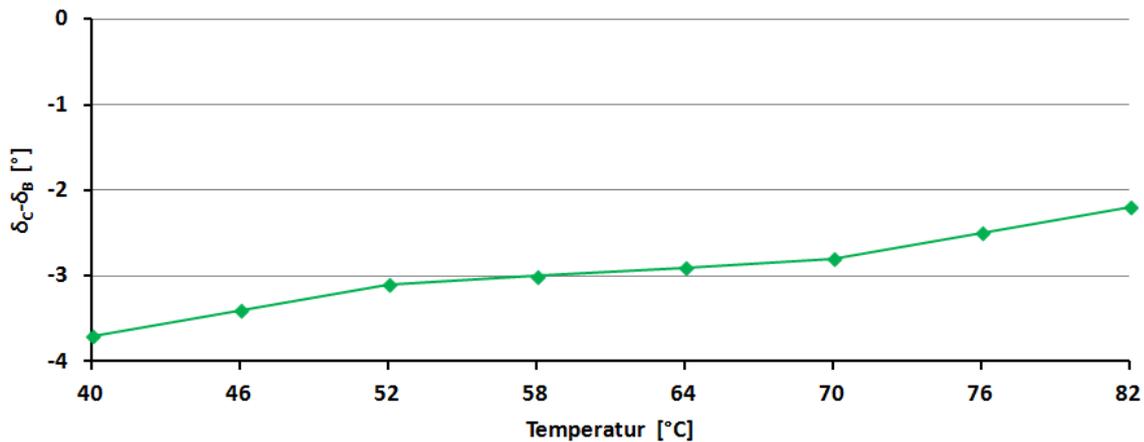


Abb. B.6: Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,4 % und Liegedauer 0 Tage

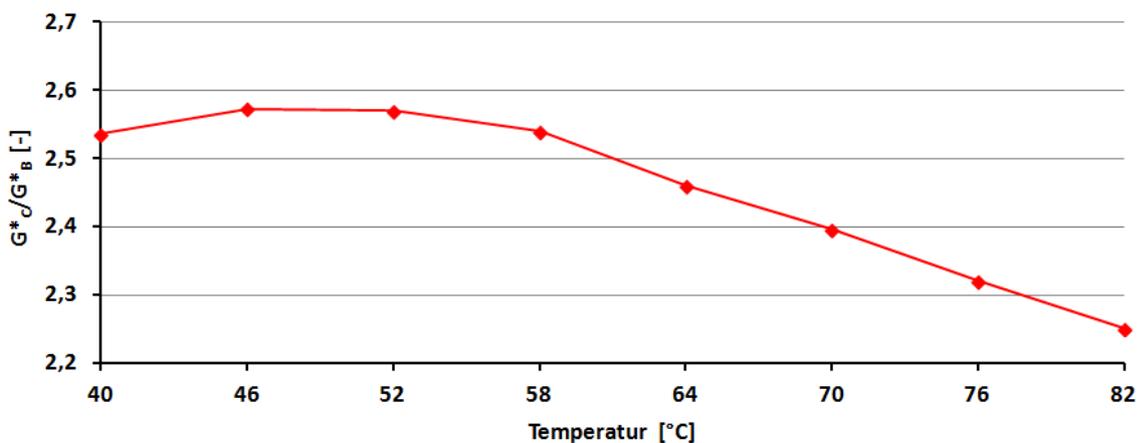


Abb. B.7: Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 4,6 % und Liegedauer 10 Tage

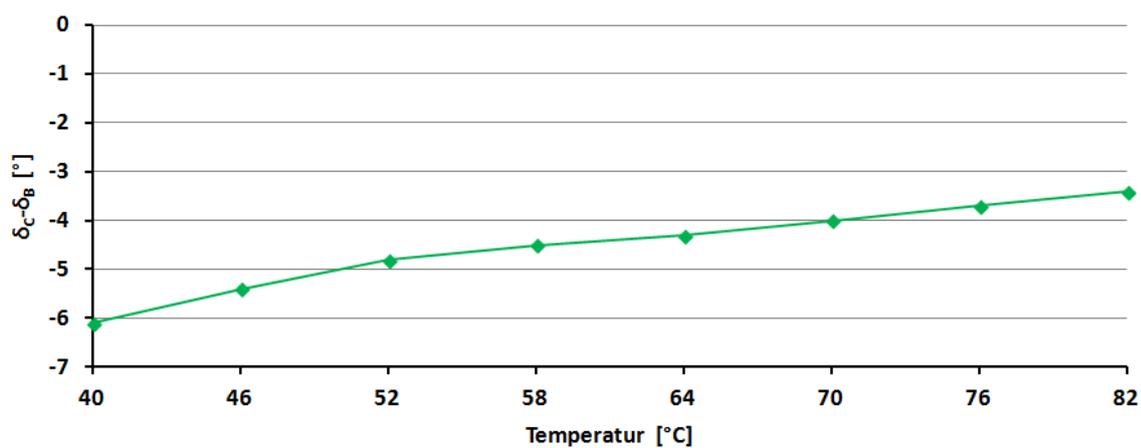


Abb. B.8: Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 4,6 % und Liegedauer 10 Tage

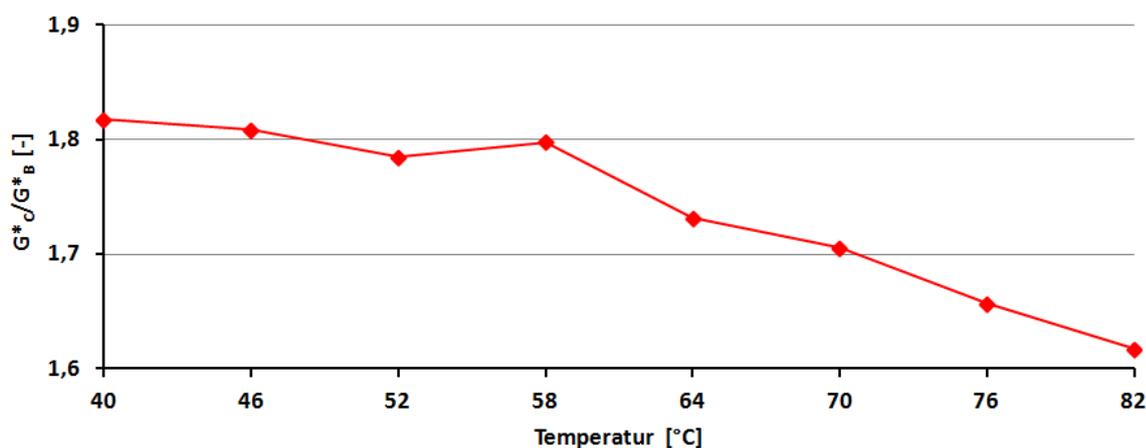


Abb. B.9: Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,0 % und Liegedauer 10 Tage

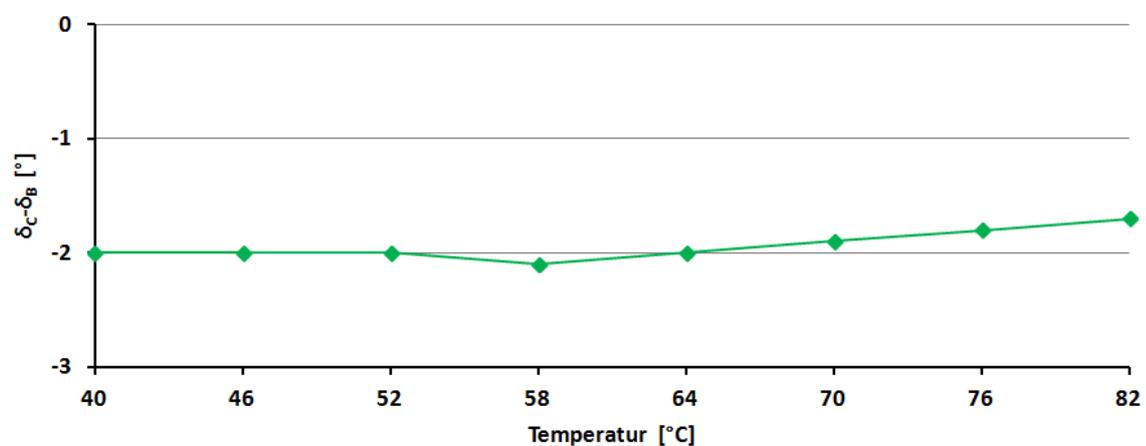
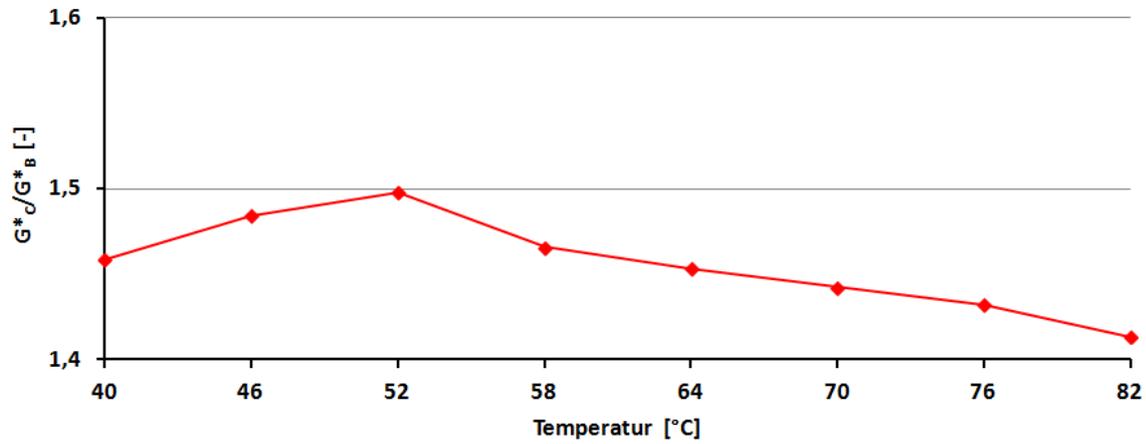
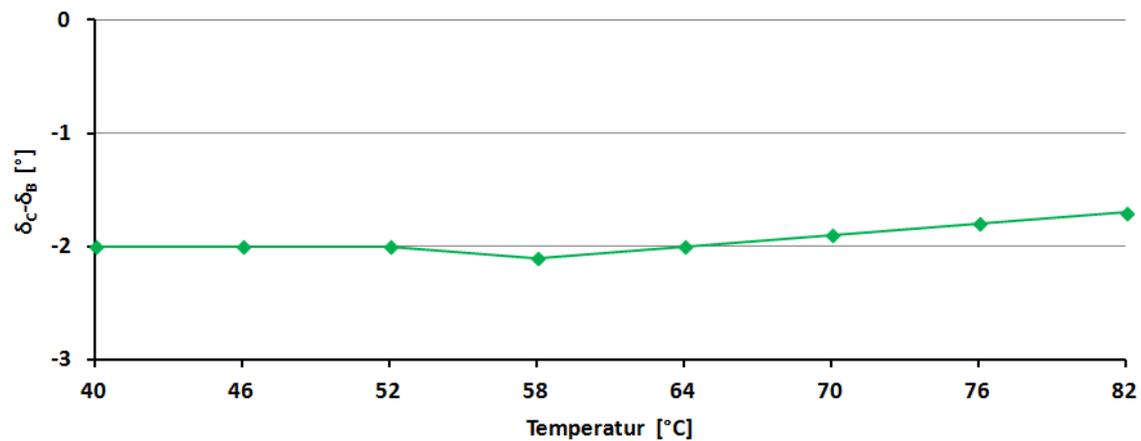


Abb. B.10: Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,0 % und Liegedauer 10 Tage



**Abb. B.11:** Die Veränderung des dynamischen Schubmoduls  $|G^*|$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,4 % und Liegedauer 10 Tage



**Abb. B.12:** Die Veränderung des Phasenwinkels  $\delta$  abhängig von der Temperatur bei einer Prüffrequenz von 1,59 Hz, Bitumengehalt 5,4 % und Liegedauer 10 Tage